DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang BERLIN, 14. August 1931 Heft 35

Safe-Harbor.

Eine neue Riesen-Wasserkraftanlage am Susquehanna-Strom (USA.).

Von Prof. Dr. Ludin, Berlin.



Abb. 1. Safe Harbor. Einzugsgebiet des Susquehannastromes.

Den nach wie vor lebhaften Hunger der östlichen Industriegebiete Nordamerikas nach elektrischer Energie bestätigt die zur Zeit im Gange befindliche Ausführung einer Stromwasserkraftanlage von riesigen Ausmaßen am Susquehanna im Staate Pennsylvania (Abb. 1). Das Werk gesellt sich den bestehenden modernen Anlagen Conowingo und Holtwood zu, und seine Vollendung wird ein starker Fortschritt zur Vollausnutzung der gesamten Wasserenergie des Susquehanna sein. Der Ausbau des mächtigen Unterlaufs soll später mit den Staustufen Chickies und Harrisburg abgeschlossen werden (Abb. 2).

Die Stauanlage von Safe-Harbor wird unmittelbar am Ende des Staubereiches von Holtwood liegen. Bei einer Stauhöhe von rd. 17 m wird der neue Stausee eine Fläche von 26,9 km² bedecken und den Abfluß eines Gebietes von 67 600 km² aufnehmen. Die mittlere Wassermenge ist 1100 m³/sek, während als größtes Hochwasser bisher (im Jahre 1889) 20 500 m³/sek beobachtet wurden.

Die Anlage, als reines Staukraftwerk entworfen, besteht aus einem geradlinigen hohen massiven Wehr mit aufgesetzten Flutschützen, in dessen linken Flügel das Krafthaus eingebaut ist. Das Krafthaus soll im Vollausbau 12 Turbinen aufnehmen, von denen zunächst nur sechs aufgestellt werden. Dieser erste Ausbau wird eine Schluckfähigkeit von 1400 m³/sek besitzen und 255 500 PS[1]) leisten, der Vollausbau also über 500 000 PS. Der Laufraddurchmesser der Kaplanturbinen beträgt 5,60 m, die Höhe der Leitschaufeln 2,30 m[1]). Nach Angabe der Safe-Harbor Power Corporation werden diese Turbinen die größten ihrer Art in Amerika sein.

Die Stromerzeuger liefern Drehstrom von 60 Perioden in der bemerkenswert hohen Spannung von 13 800 V und haben eine Leistung von 31 100 kVA bei einem Wirkungsgrade von 90 %. Den Eigenbedarf sollen zwei kleinere Maschinen von 500 kVA und 2480 V decken. Die übrigen Einzelheiten der elektrischen Einrichtung stehen noch nicht ganz fest; jedenfalls ist aber eine Umspannung von 13 800 V auf 66 000 und 220 000 V vorgesehen.

Die Gesamtlänge des Wehres und des anschließenden Krafthauses ist 1517 m (Abb. 3). Das Wehr beginnt am westlichen (rechten) Ufer des Susquehanna mit einem 174 m langen Teil, der nicht überströmt wird. Die folgenden 413 m enthalten 24 Überfallöffnungen mit Stoney-Rollschützen von 14,6 m lichter Weite. Die Stauhöhe über der festen Schwelle wird im ersten Ausbau 9,15 m betragen und nach einer für später vorgesehenen Stauerhöhung 9,75 m. Dem westlichen Durchlaß schließt sich auf einer Insel ein gleichfalls 413 m langer, nicht überströmbarer Wehrteil an. Ihm folgen mit zusammen 138 m im östlichen Flußarm vier Wehröffnungen der gleichen Art wie im westlichen sowie vier Doppel-Regulieraus-

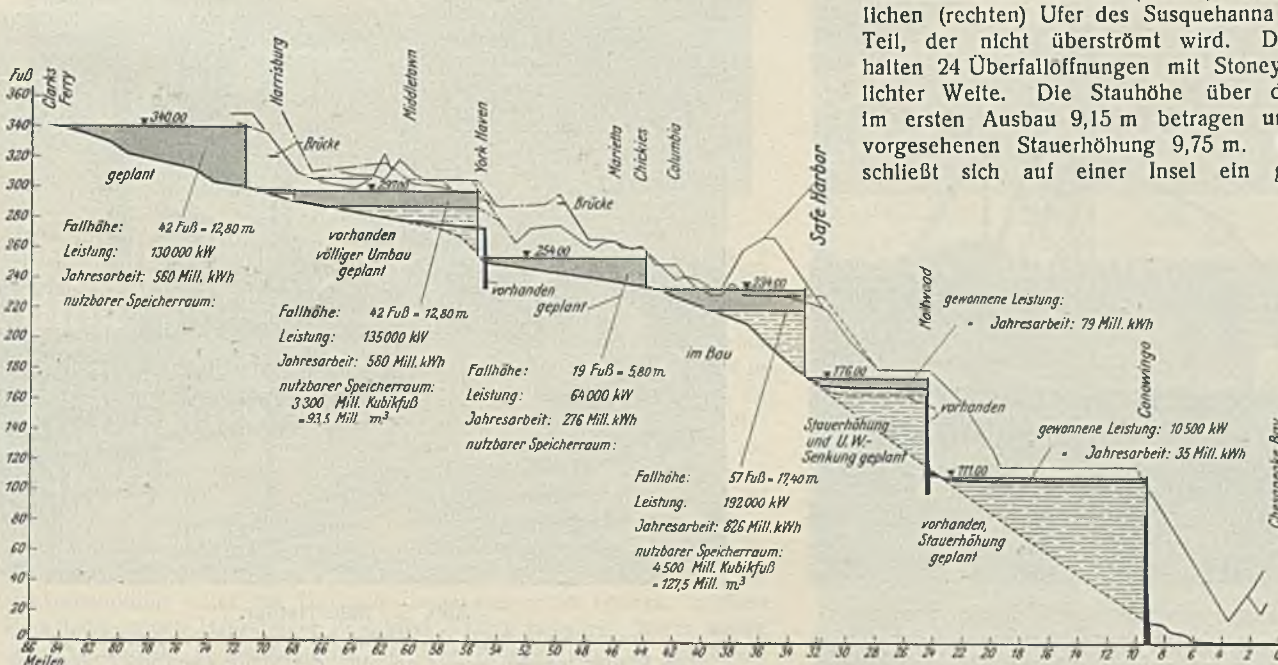


Abb. 2. Safe Harbor.
Längenschnitt des Susquehannastromes mit ausgeführten und geplanten Staukraftwerken.

---

[1]) Die vier Kaplanturbinen von Ryburg-Schwörstadt schlucken zusammen 1200 m³/sek; ihr Laufraddurchmesser ist 7 m und die Höhe der Leitschaufeln 2,60 m. Bei 10,8 m Fallhöhe beträgt die Gesamtleistung 140 000 PS.

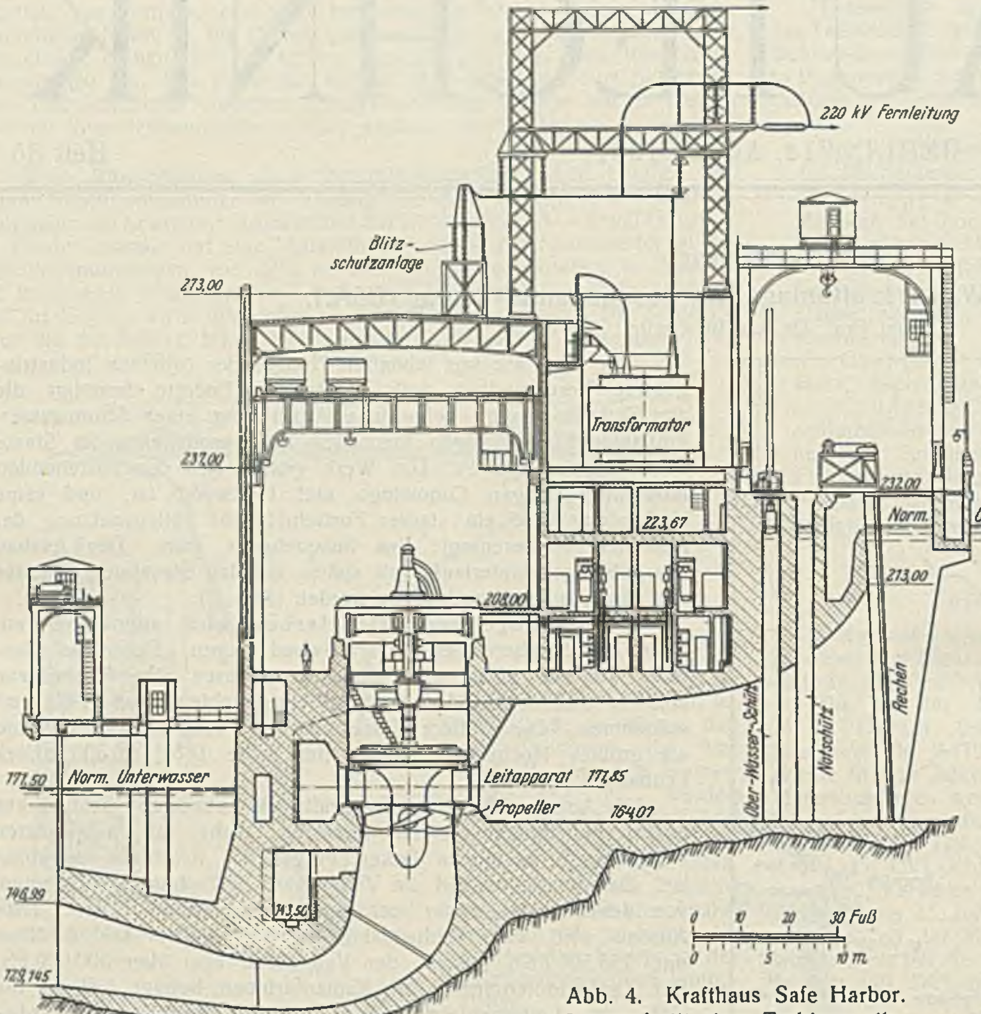


Abb. 4. Krafthaus Safe Harbor.
Längsschnitt einer Turbinenzelle.

lässe. Ein 18 m langer, nicht überströmbarer Wehrteil leitet über in das bei Vollausbau 271 m lange Krafthaus, das durch einen 91 m langen Damm mit dem östlichen (linken) Ufer verbunden wird. Zur Bedienung der Schützen sind zwei fahrbare Krane von je 150 t Tragfähigkeit vorhanden. Alle Wehröffnungen zusammen können 27 400 m³/sek durchlassen.

Der Krafthauslängsschnitt (Abb. 4) ist, von der oberwasserseitigen Tauchwand bis zu den Saugrohrenden gemessen, 55,5 m lang. Die größte Aushubtiefe im Felsen beträgt 13,4 m. Während der Krafthausunterbau sogleich in der endgültigen Form (für zwölf Maschinensätze) ausgeführt wird, soll der Hochbau zunächst nur für die Hälfte errichtet werden. Der gesamte Aushub wird zur Schüttung eines 270 m langen Steindammes verwendet, der 460 m oberhalb des Krafthauses senkrecht zum Ufer angeordnet ist und die Oberwasserbucht begrenzt. Die offene Flanke dieser annähernd rechteckigen Bucht wird durch ein in Eisenbeton ausgeführtes Eisleitwerk mit fester Tauchwand gedeckt.

Die Turbineneinlässe sind dreiteilig; die Rollschützen eines Teiles erhalten eigene Aufzugmotoren, während die Gleitschützen der beiden anderen durch einen fahrbaren Kran bewegt werden können.

Die Bauausführung ist in drei Abschnitte geteilt: Im ersten werden der Krafthausunterbau, der östliche Wehrteil und die Bauten auf der Insel errichtet. Im zweiten Abschnitt folgt die eine Hälfte des westlichen Wehrteils und im dritten der Rest. Der Krafthaushochbau verteilt sich auf den zweiten und dritten Abschnitt. Die Herstellung der 344 000 m³ Beton geschieht in einer zentralen Mischanlage mit vier Ransome-2 yd.-Mischern, die zusammen in 10 Stunden 1220 m³ leisten können. Als Zuschlag wird Sand aus der Chesapeakebay und Quetschschotter aus einem nahen Steinbruch verwendet. Für den Transport der Baustoffe dienen eine Stahlbrücke mit drei normalspurigen Gleisen längs der Baustelle und vier Turmdrehkrane.

An Nebenarbeiten sind die Höherlegung eines Eisenbahndammes auf 13,1 km Länge bis um 2,85 m und einer Eisenbahnbrücke um 1,37 m erwähnenswert.

Das beste Bild von dem Umfang des Bauvorhabens gibt die Massenaufstellung: 490 000 m³ Felsen sind im Flußbett auszuheben und 956 000 m³ loser Felsen zu fördern für die Bahndammerhöhung, den Eisabweisdamm und den Uferanschluß des Krafthauses. Neben den bereits erwähnten 344 000 m³ Beton werden 13 200 t Baustahl und 4570 t Bewehrungseisen eingebaut. — Die Arbeiten sind seit Ende 1929 im Gange und werden von der Arunde Corporation, Baltimore, ausgeführt. Das Werk soll Anfang 1932 in Betrieb kommen.

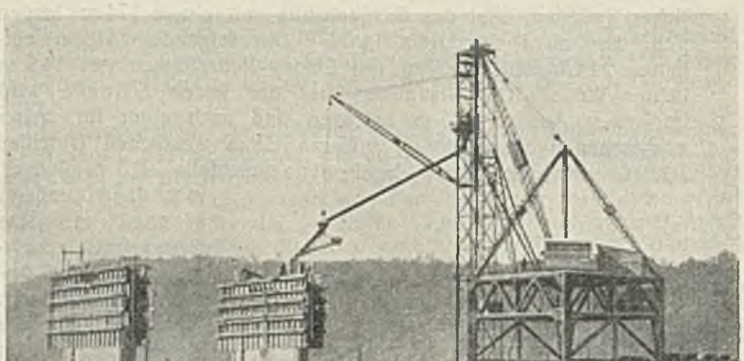


Abb. 5. Safe Harbor. Staumauerabschnitt des Wehrs im Bau, Unterwasseransicht. Vorn die Dienstbrücke mit Fahrkran und daran aufgehängtem Gießturm. Pfeiler fast auf voller Höhe, Staumauerkörper dazwischen eben angefangen. Rechts zwei angefangene Pfeiler der Schützöffnung Nr. 8.

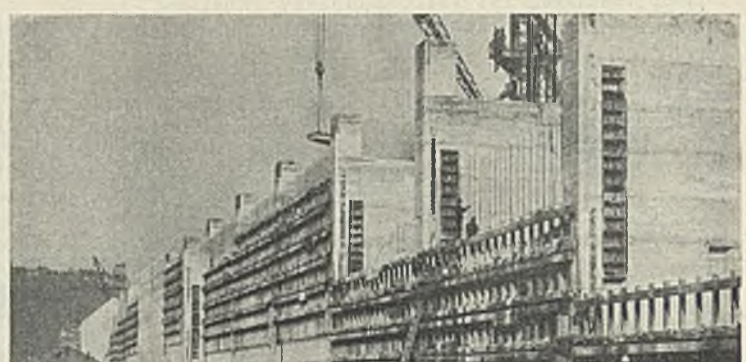


Abb. 6. Safe Harbor.
Staumauerabschnitt des Wehrs im Bau, Oberwasseransicht.
Die Pfeiler werden zuerst erstellt, der Staumauerkörper hinterher dazwischen betoniert.

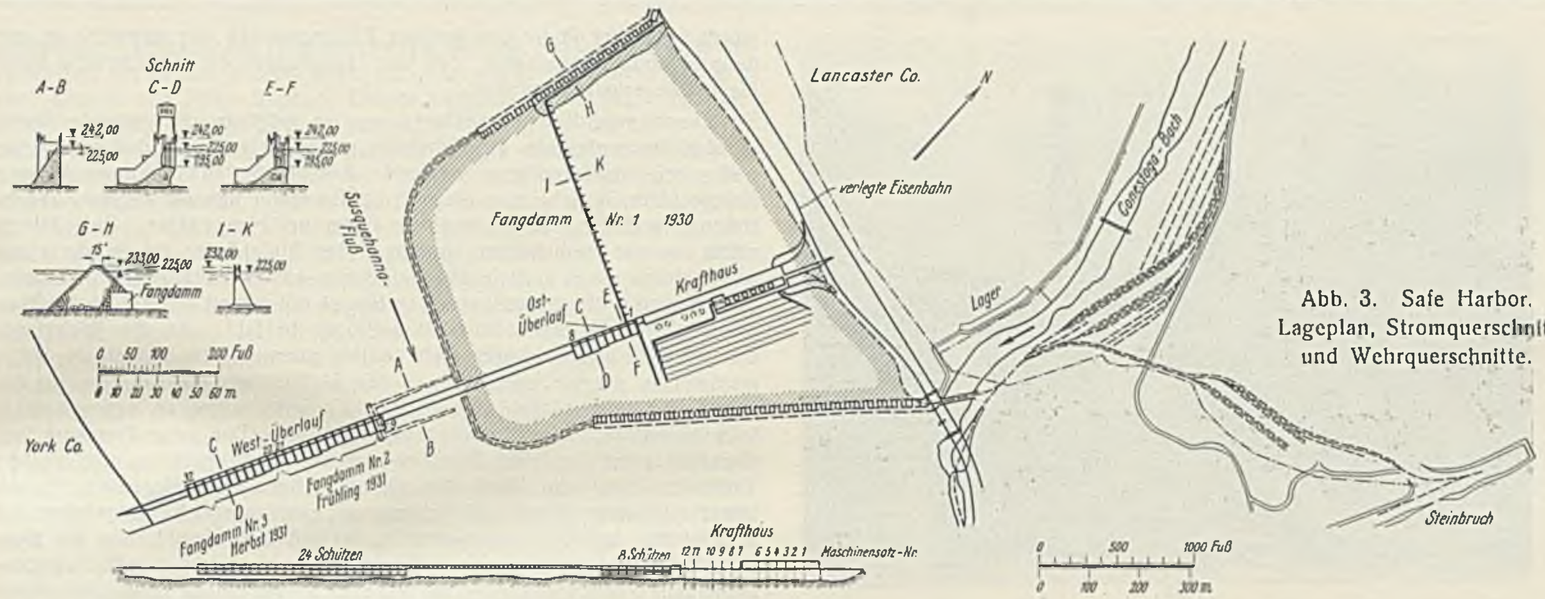


Abb. 3. Safe Harbor. Lageplan, Stromquerschnitt und Wehrquerschnitte.

Der Umbau der Blücherbrücke in Wuppertal-Elberfeld.[1]

Von Reichsbahnoberrat **Leopold**, Wuppertal-Elberfeld.

Die über den Bahnhof Wuppertal-Elberfeld führende Blücherbrücke war baufällig. Es zeigten sich an den Eisenträgern unterhalb der Fahrbahn bedenkliche Abrostungen. Eine Erneuerung des Bauwerks ließ sich nicht umgehen, zumal die Brücke für die jetzigen Verkehrslasten auch zu schwach war.

Abb. 1 gibt die alte Straßenbrücke wieder. Abb. 2 u. 3 zeigen das neue Bauwerk. Die Stützweite der alten Überbauten betrug je 19,40 m, Abstand der Hauptträger 7,64 m, Fußwegbreite von Mitte Hauptträger bis Innenkante Geländer je 2,45 m. Es war ein steinerner Mittelpfeiler vorhanden. Die Stadt Elberfeld wünschte gelegentlich der Beseitigung des alten abgängigen Bauwerks den bisherigen Engpaß zwischen Süd- und Nordstadt, die durch die Eisenbahnlinie $\frac{\text{Köln}}{\text{Düsseldorf}}$ — Hagen getrennt sind, durchgreifend zu verbessern. Es wurde daher eine Fahrbahnbreite von 11,50 m mit beiderseitigen Fußwegen von je 4 m Breite verlangt, natürlich unter entsprechender Beteiligung der Stadt an den Baukosten, um die Straßenbahn, die bisher auf der Brücke nur eingleisig war, während sie unmittelbar davor und dahinter zweigleisig anschloß, mit beiden Gleisen durchführen zu können und außerdem noch zu beiden Seiten der Straßenbahn ein genügend breites Verkehrsband für Fahrzeuge zu erhalten. Das ganze Tragwerk kam unter die Fahrbahn zu liegen. Städtebaulich und verkehrstechnisch trat dadurch eine erhebliche Verbesserung ein. Die alte vorhandene Bauhöhe betrug 0,965 m. Um die Neukonstruktion unter der Fahrbahn unterbringen zu können, mußten einmal die neuen Hauptträger möglichst niedrig gehalten, ferner mußte versucht werden, an Bauhöhe für die neue Brücke etwas zu gewinnen.



Abb. 1.



Abb. 2.

Es sind daher zunächst die Hauptträger als durchlaufende Blechbalken auf drei Stützen ausgebildet, die an sich geringerer Höhe bedürfen als Träger auf zwei Stützen. Der Baugrund ist felsig, so daß Befürchtungen wegen ungleichmäßiger und unzulässiger Setzungen der Stützen nicht bestehen. Ferner wurden sieben Hauptträger gewählt, die in Abständen von je 3 m nebeneinander liegen. Dadurch konnte die Höhe der neuen Hauptträger weiter herabgedrückt werden. Die alte Bauhöhe von 0,965 m wäre aber trotzdem für die Neukonstruktion zu gering gewesen. Nun kam aber hinzu, daß die Stadt gelegentlich des Brückenumbaues das unstetige Längenprofil der an die Brücke anschließenden Straßenzüge



Abb. 3.

[1]) Vgl. Bautechn. 1930, Heft 1, S. 4.



Abb. 4.

verbesserte, soweit dies bei der engen Bebauung wegen der Hauseingänge und Kellerfenster möglich war. Auf der einen Seite der Brücke führt die Bahnhofstraße mit starker Steigung parallel zu den Reichsbahngleisen herauf (Abb. 3 links unter der Brücke) und biegt in rechtem Winkel auf die Brücke. Im Zuge der Brücke steigen auf der anderen Seite sich verästelnde Straßen weiter an (Abb. 2 Hintergrund). Durch das neue

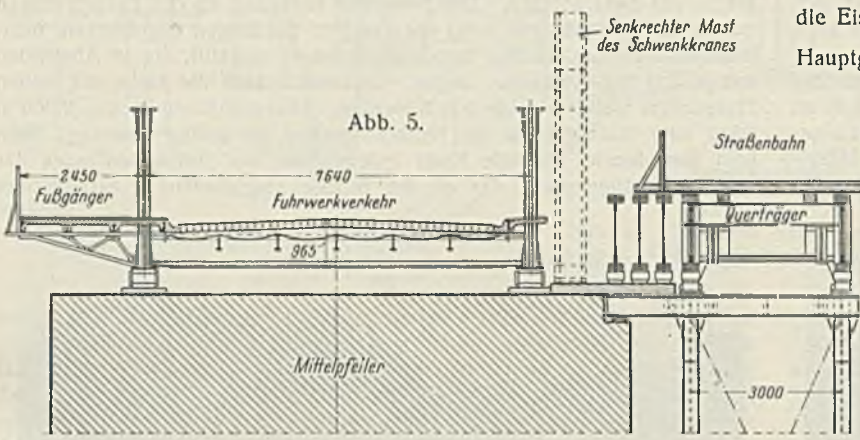


Abb. 5.

Längenprofil kam die Straßenoberkante über dem Widerlager an der Bahnhofstraße höher zu liegen als bisher, so daß das Maß zwischen Straßenoberkante und Konstruktionsunterkante an dieser Stelle bereits größer war als die alte Bauhöhe von 0,965 m. Aber auch diese Vergrößerung genügte noch nicht. Die nunmehr einheitliche Steigung der Bahnhofstraße mußte vielmehr noch etwas auf die Brücke heraufgezogen werden, was durch entsprechende Formgebung der Hauptträger erreicht wurde. An der Stelle des größten Feldmomentes war nunmehr so viel neue Bauhöhe vorhanden, daß die Hauptträger die erforderliche Stegblechhöhe erhalten konnten.

Durch alle diese Maßnahmen war es möglich, die gesamte Eisenkonstruktion unterhalb der Fahrbahn unterzubringen, so daß oben eine völlig freie Verkehrsfläche entstand. Auf der Seitenansicht der fertigen Brücke (Abb. 3) sieht man die auf die Fahrbahn heraufgezogene Straßensteigung und die dadurch bedingte Form der Hauptträger. Eine Mittelstütze konnte beibehalten werden. Der Steinpfeiler ist in derselben Achse durch einen sechsfeldrigen Rahmen aus Eisenkonstruktion ersetzt, der aus einem oberen waagerechten Riegel mit sieben senkrechten Stützen entsprechend der Anzahl der Hauptträger besteht. An die Widerlager der alten Brücke schlossen sich seitlich massive oder aufgelöste Stützmauern an, deren Querschnitt an den Stellen, wo die Auflager für die neuen Hauptträger der beiderseitigen Verbreiterungen zu liegen kamen, teils ausreichte, teils verstärkt werden mußte. Das neue Tragwerk bot, abgesehen von der freien Übersicht auf der Verkehrsfläche, noch weitere Vorteile. Durch die Wahl der sieben nebeneinanderliegenden Hauptträger wird eine bessere Verteilung der gesteigerten Verkehrslasten auf Mittelstütze und Widerlager erreicht, so daß eine Verstärkung der alten Widerlager entbehrlich war. Wären zwei Hauptträger mit zwischenliegenden Querträgern gewählt worden, so wären die Obergurte dieser Hauptträger aus der Ebene der Brückenoberfläche herausgetreten, da die Hauptträger ja höher hätten werden müssen. Abgesehen davon, daß hierdurch der Vorteil der freien Verkehrsübersicht auf der Brücke verloren gegangen wäre, hätte die Brücke auch um rd. 2 m breiter werden müssen (zweimal Obergurtbreite + zweimal Schrammkantenstreifen an der Innenseite der Hauptträger). Der Hauptvorteil des gewählten Querschnittes ist aber folgender: Die Brücke führt, wie bereits gesagt, über die Eisenbahn $\frac{\text{Köln}}{\text{Düsseldorf}}$—Hagen, und zwar mit einer Öffnung über vier Hauptgleise dieser Strecke, mit der andern über Nebengleise der Postanlagen. Auf sämtlichen Gleisen liegt starker Verkehr. Erschwerend für den Bauvorgang war das Verlangen der Stadt, den Straßenbahn- und Fußgängerverkehr auf der Brücke während des Umbaues dauernd aufrecht zu erhalten, während der Fuhrwerkverkehr über eine in der Nähe liegende Brücke umgeleitet werden konnte. Allerdings sollte die Zeit dieser Umleitung auch möglichst beschränkt werden. Es handelte sich also um die Auswechslung einer Brücke, unter und auf der der Verkehr während der Umbauarbeiten nicht einen Augenblick stockte. Unter diesen Umständen schien der Bau einer Notbrücke für Straßenbahn und Fußgänger kaum zu umgehen zu sein. Er hätte schätzungsweise 30 000 RM Kosten verursacht, abgesehen von großen Schwierigkeiten in der Linienführung der Straßenbahn über diese Notbrücke, die wegen der größeren Breite der neuen Brücke ein ganzes Stück seitlich der alten Brücke hätte errichtet werden müssen. Das gewählte Tragwerk löste diese Frage in einfachster Weise unter Vermeidung einer Notbrücke. Es ergab sich folgender Bauvorgang:

Zunächst wurde der Fußweg auf der einen Seite der alten Brücke abgebrochen. Dadurch wurde Platz gewonnen für die Aufstellung eines Schwenkkranes auf dem vorderen Ende des alten Mittelpfeilers. Der äußere und der ihm zunächst liegende Hauptträger der neuen Brücke konnten in ihrer endgültigen Lage aufgebracht werden, nachdem vorher das zugehörige Stück der eisernen Mittelstütze aufgestellt und einstweilig ausgekreuzt war, ebenso die neuen Auflager auf den Widerlagern fertiggestellt waren; Abb. 4 zeigt das Hochziehen der Hauptträger mit dem elektrischen Schwenkkran. Die Hauptträger wurden in zwei Teilen fertig aus der Werkstatt angeliefert; der Stoß befand sich in der Öffnung über den vier Hauptgleisen, um hier möglichst kurze Stücke bewegen zu müssen. Auf Abb. 4 sind auch an den beiden kurzen Stücken die nach der Straßensteigung abgeschrägten Obergurte ersichtlich, ebenso links die neuen Auflager für die Verbreiterung und das erste Feld der eisernen Mittelstütze, dahinter der alte steinerne Pfeiler und die alten eisernen Überbauten. Es wurden auf dieser Seite der neuen Brücke nicht nur der äußere und der nächstfolgende Hauptträger gezogen, sondern auch noch die drei mittleren, da später zum Hochziehen dieser kein Platz mehr vorhanden gewesen wäre. Diese drei Träger wurden zunächst dicht zusammengerückt, wozu der nötige Platz auf dieser Seite vorhanden war (Abb. 5). Nunmehr wurde für die Straßenbahn auf den beiden in ihrer endgültigen Lage liegenden neuen Hauptträgern eine

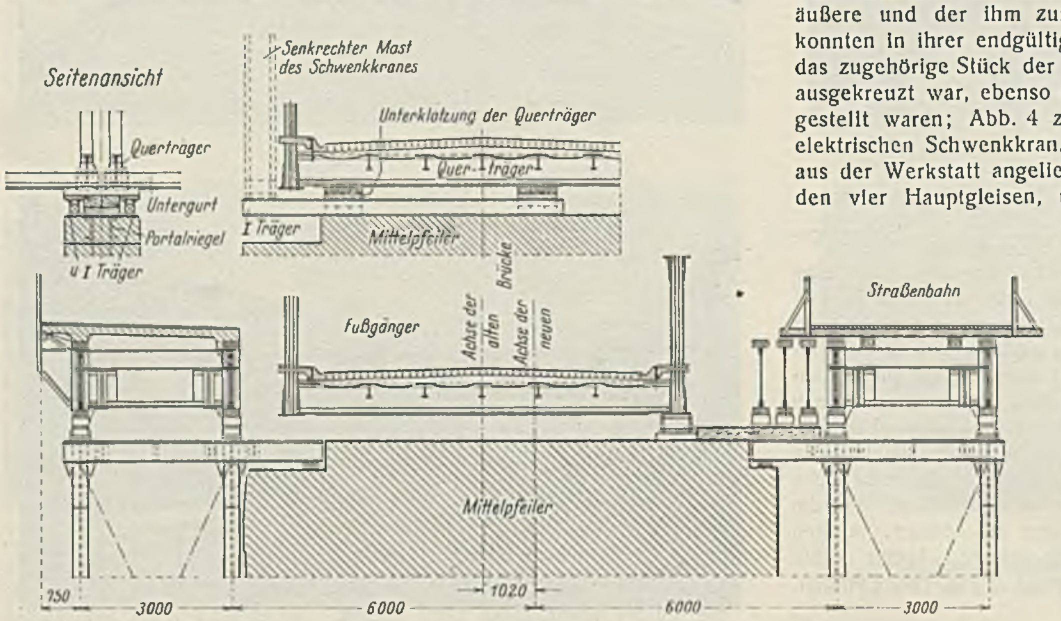


Abb. 6.

einstweilige Fahrbahn aus Holz hergestellt und die Straßenbahn über den neuen Teil der Brücke geführt (Abb. 5). Jetzt wurde der Fuhrwerkverkehr über eine in der Nähe liegende Brücke umgeleitet und der Fußgängerverkehr von dem zweiten noch bestehenden Fußweg auf der andern Seite der alten Brücke auf die Fahrbahn der alten Brücke zwischen die Fachwerkträger verlegt (Abb. 6). Dadurch wurde der zweite alte Fußweg frei und konnte entfernt werden. Auf dieser Seite der alten Brücke begegnete die Aufstellung des Schwenkkranes zum Hochziehen der letzten beiden neuen Hauptträger insofern Schwierigkeiten, als hier nicht so viel Platz vorhanden war wie auf der zuerst in Angriff genommenen Seite, da die Längsachse der neuen Brücke wegen besserer Führung der anschließenden Straßenzüge und der Straßenbahn um 1,02 m aus der alten Achse verschoben werden mußte. Um das erste Feld der Mittelstütze auf dieser Seite der alten Brücke aufstellen zu können, war es erforderlich, die Spitze des steinernen Mittelpfeilers wegzubrechen (Abb. 6). Es mußte auf dieser Seite der Brücke für die alten Überbauten eine Ersatzauflagerung auf dem Pfeiler geschaffen werden, da der obere Rahmenriegel im zweiten Felde der Mittelstütze gestoßen war und mit seiner Spitze bis unter die alten Auflager reichte. Zu diesem Zwecke wurden oben auf dem Pfeiler in seiner Längsrichtung vier I-Träger verlegt und auf diese die über dem Pfeiler liegenden Endquerträger der beiden alten Überbauten aufgeklotzt, so daß Auflagersteine und Lager links auf dem Mittelpfeiler frei wurden und entfernt werden konnten (Abb. 6 oben). Der Nietanschluß der Endquerträger war für diese mittelbare Auflagerung der alten Fachwerkträger ausreichend, da die Brücke in diesem Bauzustande nur ihr Eigengewicht und den Fußgängerverkehr zu tragen hatte. Die vier auf dem Pfeiler liegenden Träger kragten nach links über das alte Auflager hinaus vor, um den Schwenkkran aufstellen zu können, nachdem die überstehenden Enden der Träger auf dem unter der freien Spitze des Riegels noch vorhandenen Mauerwerk des Pfeilers mit abgestützt waren. Die Lage der einzelnen Träger zueinander ist aus Abb. 6 oben links zu ersehen. Mit Hilfe des so aufgestellten Schwenkkranes wurden dann in gleicher Weise wie auf der zuerst in Angriff genommenen Seite die beiden Hauptträger gezogen und in ihre endgültige Lage gebracht (Abb. 6). Nunmehr wurde der neue Fußweg fertiggestellt und der Fußgängerverkehr von der Fahrbahn der alten Brücke auf seinen endgültigen Platz verwiesen. Die alten Überbauten, die ohne ihre Fußwegauskragungen zwischen den beiden neuen Verkehrsstreifen standen, konnten jetzt abgebrochen werden. Nach Entfernung des alten Pflasters mit seiner Unterbettung wurde das Fahrbahngerippe zunächst des einen Überbaues stückweise herausgeschnitten und nach unten auf bereit stehende Eisenbahnwagen abgelassen, so daß schließlich nur die beiden Fachwerkträger allein übrigblieben, unter deren Obergurte dann vier I-Träger quer hindurchgesteckt wurden, die auf den inneren neuen Hauptträgern aufgeklotzt waren und dazu dienten, ein Zerschneiden und stückweises Ablassen auch dieser Fachwerkträger zu ermöglichen. Der Schwenkkran stand bei diesen Arbeiten vor Kopf auf der Fahrbahn des zweiten alten Überbaues. Abb. 7 läßt Einzelheiten erkennen, rechts die vorübergehend geführte Straßenbahn, links den neuen Fußweg. Der zweite alte Überbau wurde in gleicher Weise beseitigt, nachdem der Schwenkkran bis hinter das Widerlager zurückgeschoben war.

Die Restarbeiten bedürfen keiner weiteren Beschreibung. Erwähnt

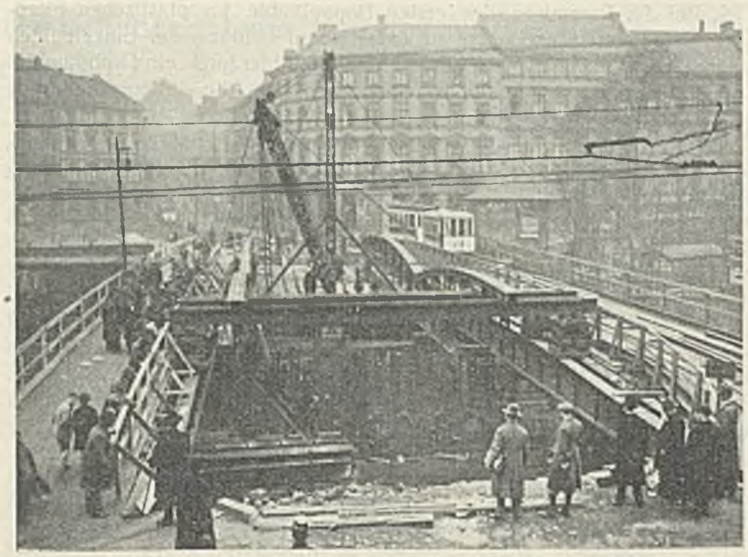


Abb. 7.

sei noch, daß der eine Fußweg an der Stelle, wo die Straßenbahn in scharfem Bogen aus der Bahnhofstraße auf die Brücke fährt, eine über den äußeren Hauptträger hinaus vorspringende dreieckige Verkehrsfläche erhalten hat. Auf Abb. 2 links ist diese Dreieckfläche zu sehen; sie beginnt da, wo das Geländer den Knick macht. Es war bei dem gewählten Tragwerk leicht möglich, durch Anbau von Stichträgern an den äußeren Hauptträger diese erhebliche Verkehrserleichterung zu schaffen.

Fahrbahn- und Gehwegtafeln der Brücke sind aus Eisenbeton hergestellt, die Fahrbahn mit Pflaster, die Fußwege mit Asphaltbelag. Die für elektrischen Bahnbetrieb nötige lichte Höhe über den Gleisen konnte leider nicht erreicht werden, da hierbei sehr hohe Kosten durch Änderung der Höhenlage der an die Brücke anschließenden eng bebauten Straßenzüge entstanden wären. Es ist aber Vorsorge getroffen, daß das Tragwerk der Brücke durch Hochpumpen und Unterbringen höherer Lagerkörper entsprechend gehoben werden kann. Zu diesem Zwecke sind die Querverbände über den Widerlagern und über der Mittelstütze vollwandig ausgebildet, um an diesen Stellen Druckwasserpressen ansetzen zu können, während in den dazwischenliegenden Feldern Fachwerk-Querverbände gewählt wurden.

Die Ausführung der Eisenkonstruktion einschließlich Montage der Brücke lag in den Händen der Firma Dörnen in Dortmund-Derne.

Dem Beschauer von Abb. 3 könnte auffallen, daß keine Rauchschutztafeln vorhanden sind. Die Brücke stand zur Zeit der Aufnahme noch im Menniganstrich. Sie hat unterdessen Ölfarbenanstrich erhalten und ist mit Rauchschutztafeln ausgerüstet, die aus gespundeten, leicht abnehmbaren, über jedem Gleis 1,50 m breiten Brettertafeln so hergestellt sind, daß auch die Eisenteile der Aufhängung von den Rauchgasen nicht bestrichen werden.

Niederbringen eines Bergwerkschachtes unter Verwendung eiserner Spundwände.

Von Dipl.-Ing. **Albert Dischinger**, Dortmund.

Der neue Schacht im Ruhrkohlenrevier sollte mit einem lichten Durchmesser von 6,50 m als Tiefbauarbeit unter Verwendung eiserner Spundwände bis 22 m Tiefe in den hier anstehenden festen Mergel niedergebracht und mit einem Eisenbetonmantel ausgekleidet werden (vgl. Abb. 1).

Die vorher vorgenommenen Bohrungen ergaben die aus Abb. 1 ersichtlichen Bodenverhältnisse. Nach dem Vorschlage der ausführenden Firma sollte der Bau wie folgt durchgeführt werden:

Aushub des angeschütteten Bodens mittels eines Dampfkranes bis 5,70 m Tiefe; Rammung einer kreisförmigen Larssen-Spundwand Profil III mit einem mittleren Durchmesser von 7,81 m, wobei sich eine Stärke des Eisenbetonmantels von 0,655 m (von der Achse der Spundwand aus gerechnet) ergab.

Um die Ramme jeweils senkrecht vor jede Doppelbohle stellen zu können, wurde ein fahrbarer Ramm-Unterwagen angewendet, dessen Kranschiene auf rd. — 2 m unter Gelände verlegt wurde, damit die Versenkung des Mäklers entsprechend verringert wurde.

Im Gegensatze zu ähnlichen bisherigen Ausführungen sollte der Aushub innerhalb der Spundwand nicht auf einmal auf volle Tiefe stattfinden, vielmehr sollte der Aushub in einzelnen Absätzen von etwa 4,50 m Tiefe geschehen und die Auskleidung des Schachtes in Eisenbeton unter Verwendung eiserner Schalung in jedem Absatze durchgeführt werden, bevor mit dem Aushube des nächsten Absatzes begonnen wurde.

Bei dieser Ausführungsart konnte der Verbau der Baugrube, der bei dem starken Erddruck (bis zu 40 t/m²) erhebliche Kosten verursacht hätte, erspart werden, da die eingebrachten Eisenbetonringe von oben her den Erddruck aufnahmen und der untere Teil der Spundwände bei der abnehmenden freien Länge und der oberen und unteren Einspannung in der Lage waren, den von außen wirkenden Erddruck aufzunehmen, zumal die im Innern verbleibenden Bodenmassen eine gewisse Entlastung darstellen.

Die rasche Durchführung der Arbeiten nach diesem Verfahren bis 15,45 m Tiefe hat den Beweis für die Zweckmäßigkeit des Verfahrens erbracht. In dieser Tiefe mußten jedoch die Arbeiten zunächst unterbrochen werden, da festgestellt wurde, daß zahlreiche Bohlen trotz sorgfältigster Arbeit und Einsatzes einer modernen 4-t-Ramme derart schräg nach dem Schachtinnern zu weggelaufen waren, daß in etwa 17,50 m Teufe eine Mindeststärke des Eisenbetons (von der Innenwand der Bohle aus gerechnet) an diesen Stellen nicht mehr vorhanden sein konnte (vgl. Abb. 1).

Für dieses Weglaufen der Bohlen nach dem Schachtinnern gibt es zwei Erklärungen:

1. Da innerhalb des Schachtes der angeschüttete Boden ausgehoben war, wirkte auf die Bohlen von außen ein größerer Erddruck als vom Schachtinnern aus.

2. Bei der Rammung der ersten Doppelbohle im plastischen Fließboden wird der Boden an der inneren Leibung der Einzelbohlen stärker verdichtet als an der äußeren und hierdurch ein Drehmoment um das mittlere Schloß erzeugt, durch das die äußeren Schlösser nach außen bzw. innen weglaufen (vgl. Abb 2).

Im Kiesboden ist diese Erscheinung nicht in diesem Maße zu erwarten, da jedes gerammte Meter eine gute Führung für die weitere Rammung darstellt.

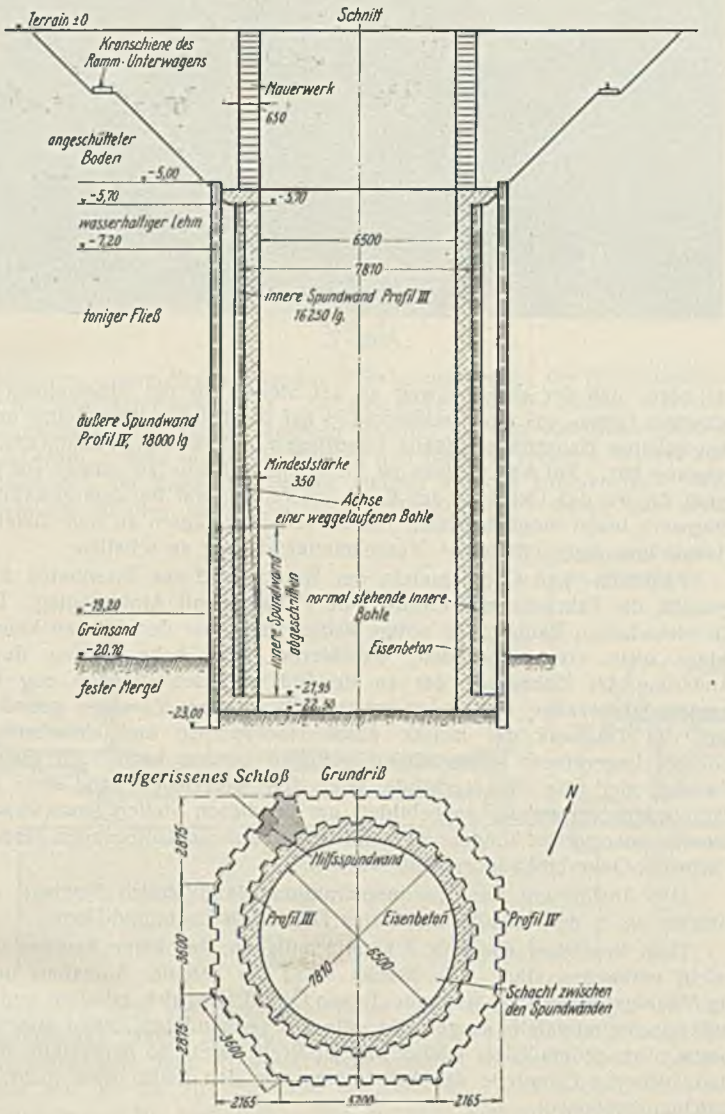


Abb. 1.

Diese Schrägstellung der Verdrehung der Bohlen begann merkbar erst in 10 m Tiefe und ergab in größerer Tiefe das in Abb. 2 dargestellte Teilbild.

Um den Schacht mit dem vorgesehenen lichten Durchmesser von 6,50 m niederbringen zu können, mußte daher eine zweite äußere Spundwand gerammt werden; diese erhielt einen achteckigen Grundriß, damit die einzelnen Seiten fachweise gerammt werden konnten; außerdem

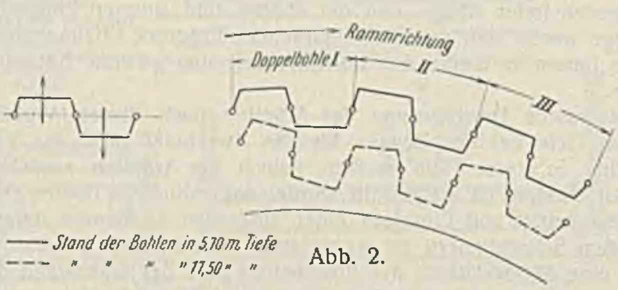


Abb. 2.

wurde das nächst stärkere Profil IV gewählt, bei dem ein größerer Torsionswiderstand vorhanden war und demgemäß nur geringere Verdrehungen zu erwarten waren. Da ferner in etwa 15 m Teufe warme Wasserzuflüsse von 500 l/min von unten her auftraten, mußte damit gerechnet werden, daß der Mergel durch bergbauliche Einwirkungen zerrissen war. Um diese Zuflüsse nach Möglichkeit abzuschließen, wurde die äußere Spundwand 18 m lang gerammt (vgl. Abb. 1). Es wurde vorausgesetzt, daß der dann auf die äußere Spundwand wirkende starke Erddruck nach Anbohrung der inneren Spundwände den Fließboden derart trocken auspressen würde, daß die vorspringenden Bohlen herausgeschnitten und der Fließboden zwecks Einbringens des Eisenbetonmantels zwischen beiden Spundwänden entfernt werden kann. Diese Überlegung wurde dann auch bei der Ausführung bestätigt.

Ein weiterer Zwischenfall ereignete sich noch dadurch, daß eines der Schlösser der neuen Spundwand aufgerissen war, wodurch an einer angebohrten Stelle der inneren Spundwand noch dauernd nasser Fließ austrat. Durch Sondierung vom Schachtinnern aus konnte die Lage und Länge des aufgerissenen Schloßteils genau festgestellt werden. Die Abdichtung dieses Schlosses geschah in einem zwischen beiden Spundwänden mit seitlichem Holzverbau heruntergetriebenen Hilfsschacht, innerhalb dessen um dieses Schloß herum eine Sicherungsspundwand aus ⊏-Eisen gerammt und im oberen Teil durch einen Betonpfropfen abgeschlossen wurde.



Abb. 3.

Trotz dieser Schwierigkeiten und des gleichbleibenden Wasserzuflusses von 500 l/min (das warme Wasser rührte von einem in der Nähe liegenden undichten Entwässerungskanal her) gelang es, den Schacht bis 22,50 m Teufe in den festen Mergel niederzubringen.

Die weitere Abteufung des Schachtes im Mergel geschah bergmännisch in der Weise, daß absatzweise zunächst das Wasser durch einen unter Wasser eingebrachten Betonpfropfen abgeschlossen und die wasserführenden Schichten im Mergel durch Vorbohrung und Zementierung abgedichtet wurden.

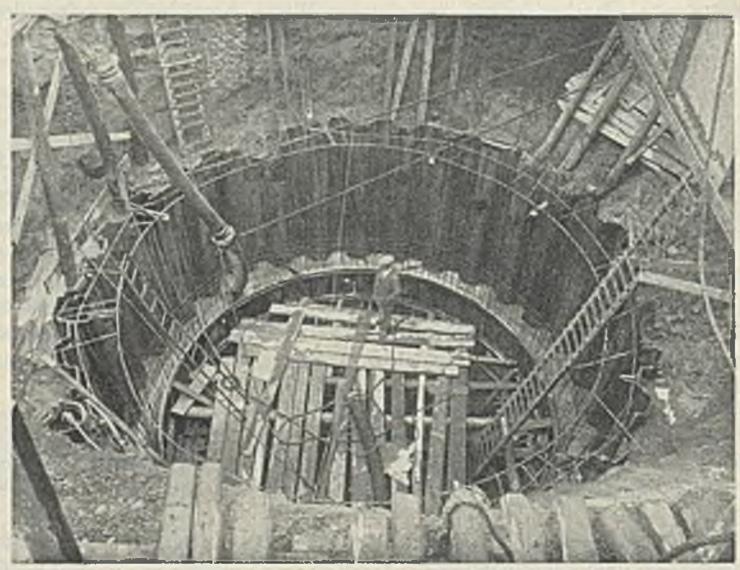


Abb. 4.

Abb. 3 zeigt die Rammung der inneren Spundwand mittels des Ramm-Unterwagens und versenkten Mäklers, Abb. 4 die Betonierung des ersten Absatzes innerhalb der Spundwand.

Die geologischen Aufschlüsse der Bodenuntersuchungen beim Bau der Nordschleuse von Bremerhaven.*)

Von Geologe Dr. Willi Scharf, Berlin.

I. Anlaß und Zweck der Abhandlung.

Ein Einblick in die geologischen Verhältnisse des Baugeländes ist in dreifacher Weise ermöglicht worden: 1. durch die große Zahl (gegen 500) der Bohrungen zur Feststellung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse, 2. durch die in Naß- und Trockenbaggerung stattgefundenen Bodenbewegungen und 3. durch die geologische Aufnahme der Blätter (1 : 25 000) Wesermünde—Bremerhaven und Dorum. Die besten Beobachtungsmöglichkeiten bot der Trockenaushub der Baugruben der beiden Schleusenhäupter, der Drehbrücke und der Kaiserdockverlängerung. Er legte nicht nur das ganze Alluvialprofil frei, sondern ging auch noch mehrere Meter in den diluvialen Sand, somit auch die Auflagerungsfläche Alluvium/Diluvium aufdeckend. Die Möglichkeit der Begehung der auf etwa — 17 NN versunkenen diluvialen Oberfläche ist als besonders seltener Fall zu betrachten. Sie wurde — soweit meine Kartiertätigkeit es gestattete — weitgehend ausgenutzt. Im folgenden sind die Ergebnisse der geologischen Vorarbeiten des Hafenbauamts, dem ich hiermit für die bereitwillige Unterstützung meiner Forschungen — namentlich möchte ich erwähnen die Herren: Baudirektor Dr. Agatz, Baurat Otto und Ing. Mergard — bestens danke, und meiner Untersuchungen dargestellt, in dem Bestreben, die für den Bautechniker wichtigsten geologischen Tatsachen klarzulegen. Dabei gehe ich von dem Gedanken aus, daß für den Fachmann für Küstenbauten und des Wasserbaues die geologische Orientierung von besonders großem Werte sein kann. Sie erleichtert das Einarbeiten in ein etwa neues Arbeitsgebiet und gestattet erst, die mannigfachsten Baugrunduntersuchungen in zweckmäßigster Systematik durchzuführen.

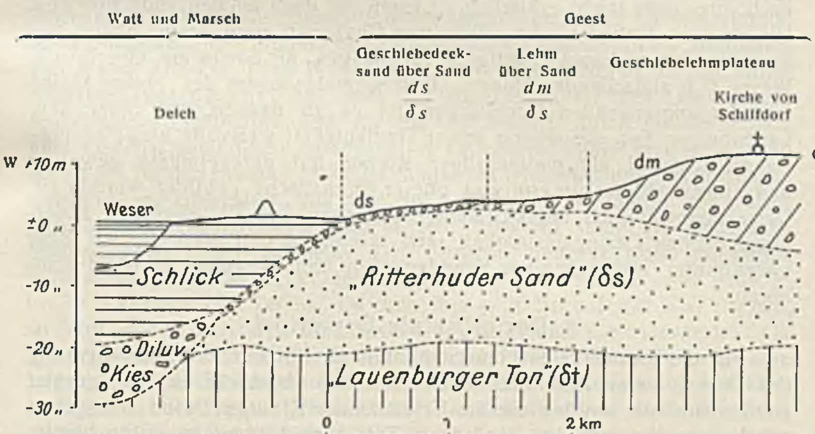


Abb. 1. Schematisches Profil durch das Diluvium bei Wesermünde. Links Taldiluvium; rechts Höhendiluvium. (Aus: Scharf 1928.)

II. Die Lage der Nordschleuse.

Geest und Marsch, das sind die beiden elementaren landwirtschaftlichen Gegensätze der Nordseeküste (Abb 1). Die Geest ist das hohe, aus diluvialen Ablagerungen (Geschiebemergel, Geschiebelehm, Geschiebesand, Schmelzwasserkiesen und -sanden sowie Stauwassertonen bzw. -tonmergeln) aufgebaute Land, dessen Oberfläche ziemlich bewegt sein kann und im allgemeinen nicht viel unter + 2 NN fällt. Die Marsch hingegen ist das niedrige, aus alluvialen Ablagerungen (vorwiegend Moor und Nordseeschlick) bestehende, fast tischebene, im allgemeinen nicht über + 2 NN steigende Land. Die Geest verdankt ihre Entstehung den Absätzen des Eises und der Schmelzwässer, die Marsch in erster Linie den jungen Anschwemmungen der Nordsee. Die Geest, infolge ihrer hohen Lage und ihres festen Baugrundes sicheren Boden bietend, ist schon in vorgeschichtlicher Zeit bevorzugter Siedlungsboden gewesen. Auf ihr finden sich als Zeichen einer dichten Siedlungszone zahlreiche Reste schon aus sächsischer Zeit (300 bis 500 n. Chr.). Die Marsch war anfangs nur spärlich besiedelt. In ihr ließen sich Dauersiedlungen nur durch Wurten (Terpen, Wierden), das sind aufgeschüttete Wohnhügel, und später durch Deiche bewerkstelligen. Der Vorteil ihrer Fruchtbarkeit wurde durch die Nachteile der Überflutungsgefahr und des unsicheren Baugrundes aufgehoben. So kam es, daß bei der Gründung von Bremerhaven vor rd. 100 Jahren kein Geestboden zur Verfügung stand und die Stadt nur auf tiefgründigem Marschboden aufgebaut werden mußte. Man hat während des Baues von Häusern Senkungen von 25 cm gemessen und durch sorgfältige Nivellements festgestellt, daß auch nach der Vollendung des auf Schwimmroste gesetzten Baues der Boden weiter nachgab, und zwar um Beträge bis 25 cm in 50 Jahren. Aber wo dieses Einsinken gleichmäßig geschah, war es meist ungefährlich. Wo jedoch die Gründung nicht zweckmäßig durchgeführt war, da stellten sich die Häuser schief oder kippten sogar so stark, daß sie zusammenbrachen. In derartig ungünstigem Baugelände, weitab von dem sicheren Boden der Geest, in jung eingedeichtem, tiefgründigem Marschlande, in der Südecke des Landes Wursten, ist die Nordschleuse erbaut. Sie befindet sich in einem Geländestreifen, der die südliche Fortsetzung des „Sietlandes", d. h. niedrigen, meist unter + 1,5 NN liegenden Landes von moorig-tonigem Charakter, bildet. Dieses „Sietland", zwischen der Geest und dem höher aufgeschlickten, mehr sandigeren „Hochland" gelegen, war wegen seiner ungünstigen Wohnbedingungen infolge seiner tiefen Lage und seiner Bodenbeschaffenheit vor der Gründung Bremerhavens fast siedlungsfrei geblieben. Diese Umstände sowie die unmittelbare Nähe der Weser, in deren Mündungstrichter der Tidenhub hier fast 3,5 m groß ist, erforderten ungewöhnliche Baugrunduntersuchungen, zumal das sonst zwischen dem „Sietland" und dem Watt sich bildende Hochland hier nachträglich zerstört ist oder nicht zur Ausbildung gelangt ist. Es reicht mit seinem Südende nur bis Weddewarden.

*) Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven" erschien ein Gesamtsonderdruck, zu beziehen durch Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8.

III. Die Schichtenfolge im Baugelände.

1. Praediluviale Schichten.

Das Diluvium ist zwar von den Baugrundbohrungen, obgleich sie zum Teil 50 m tief gegangen sind, nirgends durchbohrt worden. In Anbetracht der Bedeutung des tieferen Untergrundes seien jedoch die Ergebnisse der wichtigsten Tiefbohrungen der weiteren Umgebung kurz angeführt.

Wenn von den Salzbohrungen bei Bremen abgesehen wird, so ist als ältestes Gestein Kreide angetroffen worden. In der nicht fündig gewordenen Ölbohrung Ovelgönne liegt ihre Oberfläche 883 m unter Gelände; bei Cuxhaven ist diese in drei Bohrungen zwischen 400 m und 450 m Tiefe festgestellt worden. Zwischen Kreide und Diluvium befindet sich eine Folge tertiärer Tone von 200 m bis 700 m Mächtigkeit. Die Tiefenlage des Tertiärs schwankt in der Gegend nördlich Bremen ebenfalls stark. Während das Tertiär sich unter Wilhelmshaven schon in 40 m Tiefe einstellt, geht es an anderen Stellen bedeutend tiefer. In der Bohrung der Tecklenborg-Werft ist es bei 132 m und in der Bohrung Fort Brinkamahof II bei 144 m, den Endtiefen, noch nicht erreicht worden. In der Bohrung Bahnhof Geestenseth ist es bei 198 m angetroffen und bei 525 m nicht durchsunken worden. Die prädiluviale Auflagerungsfläche mag also zwischen 40 m und 200 m Tiefe liegen. Im Hafengebiet von Bremerhaven scheint sie nach den Ergebnissen der Bohrungen von Brinkamahof II und der Tecklenborg-Werft größte Werte einzuhalten.

2. Der Lauenburger Ton.

Die untere Abteilung des Diluviums wird zwischen Unterelbe und Unterems von einer Ton- und Feinsandfolge, fossilfreien Absätzen glazialer Stauwasserbecken, gebildet. Der Ton wird mit „Lauenburger Ton", die Sande werden mit „Ritterhuder Sande" bezeichnet. Im Hafengelände ist nur „Lauenburger Ton" erbohrt. Er ist von fast allen Bohrungen angetroffen und bildet einen durchgehenden Horizont von fundamentaler Bedeutung für die Bauwerke. Er ist deswegen von den Erbauern der Nordschleuse mit dem gewichtigen Namen „Urton" belegt worden. Anderwärts wird er „Dwo", „Schmink", „Potklei" und „Judenpech" genannt. Er stellt im allgemeinen einen schwarzen, feinsandigen, festen bis sehr festen, massigen Tonmergel dar und zeigt äußerlich eine recht gleichmäßige und eintönige Beschaffenheit. Aber dadurch, daß der Sandgehalt sich anreichern kann und zuweilen eine deutliche Schichtung verursacht, kann der sonst durchaus wasserundurchlässige Ton wasserführend oder auch nur von weicher Beschaffenheit werden, wodurch er in bautechnischer Hinsicht ein Material größter Verschiedenartigkeit und sonstiger unerwünschter Eigenschaften bildet[1]). Ob dieses unterschiedliche Verhalten der Tonproben nur auf den Sandgehalt oder noch auf andere Umstände (Gehalt an Kalk, Glimmer oder organischer Substanz sowie Struktur) zurückgeht, ist noch nicht erwiesen. Der Kalkgehalt kann nach Schucht[2]) 5 bis 9%, der organische Gehalt 2,11

[1]) H. Otto: Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Bautechn. 1931, Heft 27/28.

[2]) F. Schucht: Der Lauenburger Ton als leitender Horizont für die Gliederung und Altersbestimmung des nordwestdeutschen Diluviums. Jb. Geolog. Landesanst. (1) 29. Berlin 1908.

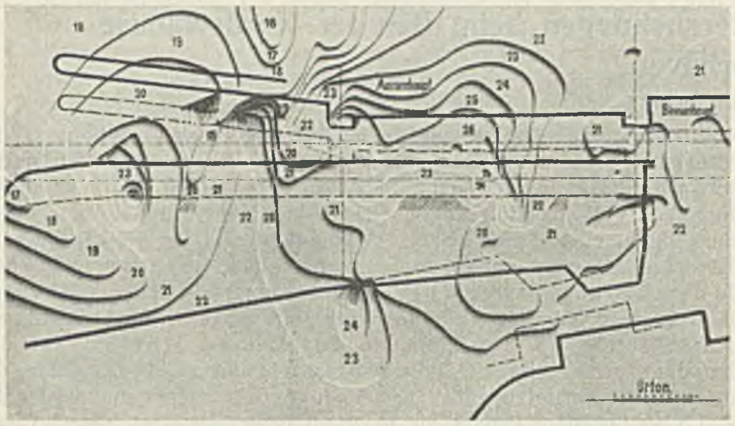


Abb. 2. Oberflächenrelief des Lauenburger Tons.

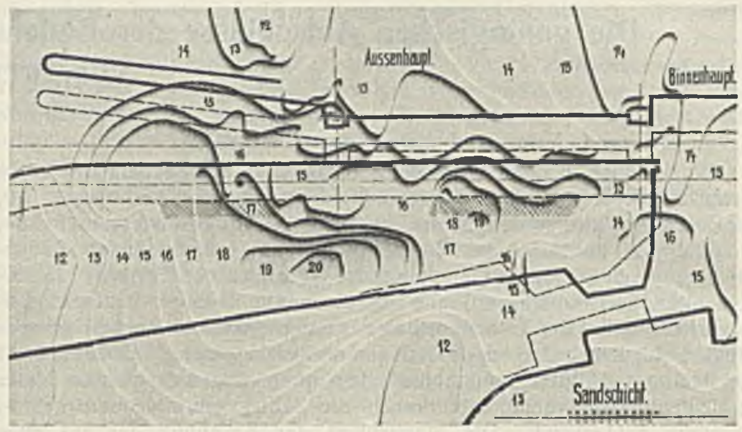


Abb. 3. Oberflächenrelief des Diluviums.

bis 7,31 % betragen. Die schwarze Farbe ist auf Braunkohlenmehl, das von tertiären Schichten stammt, zurückzuführen. Verschiedentlich führt der „Lauenburger Ton" nordisches, d. h. von Schmelzwässern gebrachtes Material in feinster Verteilung. Sonstige Beimengungen sind äußerst selten. Als Ausnahmefall fand sich in einer Bohrung für die Wasserhaltung an der Ostseite des Kaiserdocks südlich vom Maschinenhaus eine Schicht mit bis kopfgroßen nordischen Geröllen 1,75 m unter der Tonoberfläche. Die Mächtigkeit des Lauenburger Tons muß ganz bedeutend sein. Manche Bohrungen sind 30 m tief in ihn eingedrungen, doch ist er nicht durchteuft worden. Folgende Mächtigkeiten sind in anderen Tiefbohrungen festgestellt worden: Bederkesa (Aufbauschule) — 72 m, Tecklenborg-Werft — 87 m und Brinkamahof — 121 m. Ähnliche Mächtigkeitswerte wird man auch für das Nordschleusengebiet annehmen können. (Die Gestaltung der Tonoberfläche wird im nächsten Abschnitt besprochen).

3. Kiese und Sande des Diluviums.

Die obere Abteilung des Diluviums besteht im Hafengelände aus Kiesen und Sanden (Abb. 1). Sie stellt die wertvollste Baugrundschicht dar und ist deshalb auf sorgfältigste Weise abgebohrt worden. Um sie möglichst auszunutzen, ist nach Feststellung ihrer Lagerung die Nordschleuse um etwa 50 m von der ursprünglich geplanten Stelle verschoben worden. Die Sande, fein- bis mittelkörnig, wiegen bei weitem vor. Sie sind meist kalkfrei und von heller Farbe. Nur an ihrer Oberfläche stellen sich dunklere Farbtöne ein. Ihnen eingelagert sind kiesige Partien von häufig gleichmäßig mittelkörniger Beschaffenheit. Gerölle bis Faustgröße sind häufiger. Zonenweise sind sie angereichert, so in den oberen Partien unmittelbar an oder etwa bis 50 cm unter der diluvialen Oberfläche sowie in der Nähe kolkartiger Vertiefungen. Auch kopfgroße Geschiebe sind keine Seltenheit. Sie haben zuweilen die Einstellung von Bohrungen veranlaßt. Ein beim Bau des Absenkbrunnens 12 gemeißelter Stein hat mindestens einen Durchmesser von 45 cm gehabt. Auffallend ist, daß nur nordische Bestandteile vorhanden sind, daß also Weserschotter, wie Buntsandsteine, Porphyre und Kieselschiefer aus dem Quell- und Stromgebiet der Weser, völlig fehlen. Es ist das ein Zeichen, daß die Weser in früheren Zeiten in weiter abgelegenem Gebiete geflossen ist. Schütte[3]) hat ihr ältestes Bett westlich Blexen mitten in Butjadingen festgestellt. An Beimengungen finden sich, abgesehen von den von oben eingedrungenen Baumwurzeln, in den oberen Lagen Holz- und Torfstücke. Diese haben wahrscheinlich interglaziales Alter. In der Baugrube des Außenhaupts sind bis 3 m große Eichenstammstücke von einem Durchmesser von etwa 50 cm gefunden worden. Die Mächtigkeit der Kies- und Sandschicht ist verhältnismäßig recht gering und stark wechselnd. Sie beträgt 0,30 bis 30 m, auf große Flächen 4 bis 5 m, im Durchschnitt etwa 6 bis 12 m. Mächtigkeiten von über 14 m sind im Bereich der Nordschleuse selten. Ganz eigenartig ist nun, wie unregelmäßig sowohl die obere wie die untere Grenzfläche ausgebildet sind. Die obere Grenzfläche hält sich zwischen — 12 und — 20 Brhv. P.*), die untere Grenzfläche zwischen — 16 und — 30 Brhv. P. Es haben sich also Höhenunterschiede auf der diluvialen Oberfläche von 8 m und auf der Unterkante der Sandschicht bzw. der Oberfläche des Lauenburger Tons von 14 m ausgebildet. Und diese Unterschiede bestehen schon auf recht geringer Entfernung. Die steilsten Böschungswinkel finden sich an kolkartigen Vertiefungen. Solch eine Senke der Tonoberfläche ist bei einem Durchmesser von etwa 150 m 6 m tief und auf der Sandoberfläche bei einem Durchmesser von 300 m 4 m tief (Abb. 2 u. 3). Nach Form und Ausmaßen ähneln sie stark den Söllen, jenen abflußlosen Senken der Geest. Und wie man diese auf Strudelwirkungen der Schmelzwässer zurückführen kann, so werden auch die Eintiefungen auf der Sandoberfläche von Schmelzwässern ausgestrudelt sein. Dafür spricht nicht nur der Umstand, daß die Kiese und Sande Schmelzwasserabsätze sind, sondern auch die Anreicherung gröberer Gerölle bei den sollartigen Einsenkungen. Und wie sich die Sölle der Geest meist in Anlehnung an das Entwässerungssystem am Rande der Geschiebelehmplateaus befinden, so ist auch die Entstehung der versunkenen „Sölle" der Nordschleuse nach ihrer Lage leicht erklärlich. Liegen sie doch an den südlichen Ausläufern der „Hohen Lieth", eines von Cuxhaven nach Bremerhaven sich hinziehenden endmoränenartigen Höhenzuges, an einem zur Geeste und Weser sich abdachenden Hange. Den Schmelzwässern der „Hohen Lieth" und der angrenzenden Hochflächen ist es zu danken, daß über dem Lauenburger Ton die wegen seiner Tragfähigkeit wertvolle kiesig-sandige Baugrundschicht als plattenartiger Körper mit unregelmäßig gewellter und eingebuchteter unterer und oberer Grenzfläche gebildet worden ist. Diese ungewohnlich ungleichmäßige Lagerung bei der ebenfalls außergewöhnlichen Geringmächtigkeit setzt allerdings den Wert der auf dem Lauenburger Ton liegenden Sanddecke in bautechnischer Hinsicht stark herab.

4. Der alluviale Grundtorf.

Für die Bauwerke (Schleusenhäupter, Drehbrücke und Verlängerung des Docks), deren Betonfundamente auf den standsicheren Sand gesetzt werden mußten, wurden die im Trockenaushub ausgeführten Baugruben mindestens bis auf den Sand, zum Teil noch 1 oder 2 m in ihn hinein, gebracht. Somit konnte die versunkene diluviale Landoberfläche in Augenschein genommen werden. Wenn man berücksichtigt, daß diese nach Ablauf der Schmelzwässer längere Zeit ohne Vegetationsdecke freilag, so wird das Auftreten von Windkantern — mehrere Exemplare sind von Herrn Baurat Otto und mir gefunden worden — nicht verwunderlich erscheinen. Als Zeichen starker Windwirkung ist auch die Geschiebesohle in ähnlicher Beschaffenheit, wie sie auf der Geest vorkommt, anzusehen. Sie ist durch Fortblasen des feineren Materials und Zurückbleiben des gröberen entstanden. Solche Kies- oder Steinpflaster finden sich heute in großer Ausdehnung in der Wüste. Über diesem ehemaligen Geestboden liegt in großer Verbreitung als älteste alluviale Ablagerung eine Moorschicht, der Basis- oder Grundtorf. Unter ihm ist als sicherer Beweis seiner Bodenständigkeit (Autochthonie) in deutlicher Weise ein Wurzelboden ausgebildet. Die Wurzeln haben dicht über der Sandoberfläche oft einen Durchmesser von 20 bis 30 cm und waren dann mehrere Meter weit zu verfolgen. Aber auch in den Sand bzw. Kies sind sie bis 1 m tief eingedrungen. Ihr Durchmesser war dann bedeutend geringer, etwa nur 4 bis 5 mm. Vielleicht stammen sie von anderen Baumarten, vielleicht sind sie auch nur die dünnen äußersten Ausläufer der starken Wurzeln auf oder dicht über der Sandoberfläche. Teilweise mag ihre Dünne auch an dem Erhaltungszustand liegen. Wie Herr Prof. Gothan nämlich festgestellt hat, ist das innere Wurzelholz verrottet, so daß nur noch der Epidermis-(Rinden-)Schlauch vorhanden ist. Dieser zeigt aber erstaunliche Zähigkeit, hingen doch die teilweise zu dichten Schöpfen vereinigten Wurzelschläuche in bis 50 cm Länge aus der Baugrubenwand heraus. Da sie sich stellenweise in ziemlich grobem Kiese befanden, so muß man annehmen, daß sie immer im Grundwasser waren und nicht durch eine etwaige Hebung trockengelegt worden sind. Ihre Bestimmung ist wegen ihres Erhaltungszustandes sehr schwierig. Nach Gothan können es Birken und Erlen nicht sein, da Quernarben (Lentizellen) fehlen. Wahrscheinlich stammten sie von Weiden. Der

[3]) H. Schütte: Bodenaufschlüsse beim Bau der Nordschleuse in Bremerhaven und in der Außenweser. Bericht aus Nr. 205 der „Nachrichten" von Montag, dem 30. Juli 1928. — Ders.: Krustenbewegungen an der deutschen Nordseeküste. „Aus der Heimat", 40. Jahrg., Heft 11. Stuttgart 1927.

*) Brhv. P. = — 2,07 NN; MHW = Mittleres Hochwasser = + 3,64 Brhv. P. = + 1,57 NN; MNW = Mittleres Niedrigwasser = + 0,32 Brhv. P. = — 1,75 NN; Tidenhub = 3,32 m.

Torf selbst ist schwärzlich und ziemlich fest. Er enthält nicht selten Holzstücke, meist von Birken, und stellt nach von Bülow einen Bruchwald- oder Braunmoosflachmoortorf mit Sauergräsern dar. Teilweise ist er auch als Schlammtorf ausgebildet. In besonders eigenartiger Beschaffenheit wurde er an der Westseite des Kaiserdocks von dem Absenkbrunnen 12 angetroffen. Hier war er teils von faulschlammartiger, teils — wohl durch Eisenausscheidungen — von schlackenartiger Beschaffenheit. Menyanthessamen, Käferflügel und sonstige Reste birgt er stellenweise reichlich. Eine bis 5 cm mächtige, ursprünglich weiße, an der Luft blau werdende Vivianitschicht fand sich in der Mitte des 50 cm mächtigen Moorprofils der Dockverlängerung. Vivianit, ein phosphorhaltiges Eisenmineral, entsteht meist aus tierischen Bestandteilen (Knochen usw.). Nach pollenanalytischen Untersuchungen von von Bülow und Overbeck hat der Basistorf boreales bis frühatlantisches Alter. Für die tiefsten Lagen kann sicher boreales Alter angenommen werden. Teilweise ähnelt er dem Moorlog der Nordsee — Torfstücke vom Nordseegrunde aus bis 40 m Tiefe — dessen Alter von Erdtmann auf 9000 bis 10000 Jahre eingeschätzt ist. Das gleiche Alter wird auch der tiefste Torf der Nordschleuse haben. Da dieser jetzt bis in Tiefen von — 17 Brhv. P. oder rd. — 19 NN geraten ist und er sich nicht in niedrigerer Lage als etwa + 1 NN gebildet haben kann, so ist er in 10 000 Jahren um mindestens 20 m mit einem durchschnittlichen Jahrhunderttempo von 20 cm gesunken. Ob die Senkung gleichmäßig gewesen ist und vor allem, ob sie noch heute weitergeht, ist sehr fraglich. Gerade für das rechte Weserufer sind Anzeichen für Senkungstillstand oder wenigstens Senkungsverzögerung seit sächsischer Zeit (300 bis 500 n. Chr.) vorhanden. Besonders beweiskräftig sind in dieser Hinsicht sächsische Brunnen östlich Wesermünde-L., südlich der Spadener Straße. An ihnen konnten Herr Dr. Bohls und ich nachweisen, daß der Grundwasserstand sich nicht wesentlich verändert haben kann, da sie sich noch heute in zweckmäßigster Höhenlage befinden. Wenn eine merkliche Senkung nach ihrer Anlage stattgefunden hätte, müßten sie entsprechend tief ins Grundwasser geraten sein. Durch das vom Reichsamt für Landesaufnahme und der Landesanstalt für Gewässerkunde unter Mitwirkung der Preußischen Geologischen Landesanstalt — besonders von Herrn Abt.-Dir. Prof. Wolff — in den letzten Jahren durchgeführte Küstennivellement, bei dem für die Festpunkte der Geest durch unterirdische Festpunkte und für die der Marsch durch Rohrfestpunkte eine Oberflächeneinflüsse ausschaltende Lagebeständigkeit erstrebt worden ist, ist die für den Bestand des Marschenlandes lebenswichtige nivellistische Überwachung angebahnt. Sie wird bei der etwa in 10 Jahren in Aussicht genommenen Nachmessung uns sichere Auskunft über die Senkungserscheinungen geben können. Der Basistorf bedeckt nicht die ganze versunkene Geestfläche, er fehlt völlig auf ihren unter — 17 Brhv. P. (— 19 NN) liegenden Teilen. Da diese bis — 20 Brhv. P. (22 NN) reichen, so fehlt in den untersten drei Metern des Alluviums die Moordecke. Ob sie ursprünglich überhaupt vorhanden war, ist fraglich. Auch in höheren Lagen kann der Basistorf fehlen. Da hier das Alluvium meist mit kieshaltigem Schlick beginnt, so scheint das boreale Moor durch Brandung nachträglich erodiert zu sein. Die Mächtigkeit des Torfes beträgt 30 bis 150 cm, selten weniger oder mehr. Seine Oberkante geht im allgemeinen nicht höher als — 12 Brhv. P. (— 14 NN). Darüber setzt dann die vorwiegend aus anorganischen Absätzen bestehenden Schichtenfolge ein. Während das Moor infolge Versumpfung des Geestbodens entstanden ist, ist die darüberliegende Schlickfolge ein Erzeugnis der Meeresüberflutung. Beide Vorgänge sind Folgen des Wasseranstiegs infolge der Küstensenkung.

5. Die Ablagerungen des Watts und der Marsch.

a) Allgemeines über ihre Entstehung. Vielfach schreibt man dem Wortspiel: „Nordsee—Mordsee" einen wahren Kern zu. Man denkt dabei in erster Linie an die großen Sturmfluten des Mittelalters, „den Mannstränken", bei denen große Flächen „landunter" gingen und Zehntausende von Menschenopfern zu verzeichnen waren. Allgemein spricht man in diesem Zusammenhange von „Überflutungen des Festlandes" oder „Meereseinbrüchen" und glaubt aus ihnen auf tückische, landräuberische und mörderische Absichten der Nordsee schließen zu müssen. Aber dieser Schluß wird dem Charakter des Meeres nicht gerecht. Es ist doch schon auffallend, daß die Nordsee an der deutschen Küste nur an einer Stelle an die Geest grenzt, nämlich bei Duhnen südlich Cuxhavens, und nur an einer Stelle an Moor, nämlich bei Sehestedt am Südrande des Jadebusens. Sonst wird sie durchweg von Marschenland eingesäumt, dem im allgemeinen noch ein breiter Wattsaum vorgelagert ist. Beide sind großenteils vom Meer selbst geschaffen. Würden diese Aufbauerzeugnisse des Meeres fehlen, dann würde an ihrer Stelle sich bis 20 m tiefes und zum Teil noch tieferes Wasser befinden und die Küste weit landwärts bis zur Geest-Marsch-Grenze zurückgeschoben sein. Das ganze Gebiet von Bremerhaven wäre bei NW von etwa 10 bis 20 m tiefem Wasser bedeckt. Die Entstehung des Watts und der Marsch ist in erster Linie eine Folge der Gezeitenwirkung. Durch sie wird der Wasserspiegel an unserer Ostwestküste um 3 bis 3,5 m innerhalb 24 Stunden zweimal gesenkt bzw. gehoben. Der höchste durch normale Gezeiten bewirkte Wasserstand wird Hochwasser, der niedrigste wird Niedrigwasser genannt. Der günstigste Zeitpunkt in sedimentationstechnischer Hinsicht ist das Hochwasser, wenn die Wasserbewegung zur Ruhe gekommen ist und das Kentern des Flutstroms zum Ebbestrom sich anbahnt. Darauf, daß die Flut mehr suspendiertes Material bringt, als die Ebbe mitnimmt, beruht die Aufbautendenz des Meeres. Das abgesetzte anorganische Material besteht vorwiegend aus Feinsand und Ton. Es wird zum größten Teile von den Flüssen aus dem Binnenlande herbeigeschafft, zum geringeren Teile auch vom Meeresboden und den Küsten. Daß dieser marine Anteil nicht sehr groß sein kann, geht aus der Geringfügigkeit der Zerstörungen am Meeresgrunde — die Vegetationsdecke des versunkenen Festlandes ist noch meist erhalten — und an der Küste hervor. Der am Aufbau von Watt und Marsch stark beteiligte organische Anteil wird von Meerestieren (Muscheln und Schnecken) und den Diatomeen (Kieselalgen) gestellt. Die Beteiligung der Diatomeen ist im Brackwasser besonders hoch. Hier wirkt, oft in hervorragender Weise, auch die festsitzende Pflanzenwelt, besonders das Schilfrohr mit. Die Anlandung wird weiterhin durch Windstau, der den Wasserspiegel noch 4 m über den Mittelhochwasserstand heben kann, gefördert. Durch die Sturmfluten kann die Aufschlickung auf 0,5 m, in besonderen Fällen sogar auf 1,5 m über MHW getrieben und damit den Landpflanzen und den Menschen neuer Siedlungsboden gegeben werden. Watt und Marsch sind — abgesehen von den Rinnenablagerungen — Absätze des flachen Wassers, denn das Watt läuft in der Regel zweimal in 24 Stunden trocken, und das über MHW aufgeschlickte Land wird nur bei Sturmfluten unter Wasser gesetzt. Da ist es zunächst verwunderlich, daß diese Seichtwasserbildungen an der Nordseeküste 20 m mächtig und noch mächtiger werden können. Damit erkennen wir einen wichtigen Sedimentationsfaktor: die Küstensenkung. Sie hat die Geestoberfläche mit dem Basistorf im Laufe von etwa 10000 Jahren in die jetzige Tiefe (bis etwa — 20 NN) gebracht, aber nicht plötzlich, sondern so allmählich, daß die Oberflächenerniedrigung des Landes durch Senkung immer durch Oberflächenerhöhung infolge von Sedimentation ausgeglichen wurde. Der Marsch- und Wattkörper wuchs so nach Maßgabe der Senkung korallenriffartig auf. Hierfür werden wir bei Besprechung der Alluvialprofile verschiedentlich Beispiele kennenlernen. Dabei setzten sich je nach der Lage zum Strande, zu den Flußmündungen, zu den Wattrinnen (Prielen) oder zum offenen Meere verschiedene, im folgenden Abschnitt zu besprechende Schlickarten (Fazies) ab.

Damit hat das Meer bewiesen, daß ihm nicht die Tendenz innewohnt, Land zu rauben, sondern im Gegenteil, daß es das Bestreben hat, Land aufzubauen oder wenigstens, wo die Gegenwirkung der Senkung zu stark ist, Land zu erhalten. Das Wort „Mordsee" besteht somit für die Nordsee zu Unrecht. Die Deichbruchkatastrophen des Mittelalters sind eher auf das Schuldkonto der Senkung zu schreiben, vielleicht aber auch auf menschliches Selbstverschulden zurückzuführen, das sich daraus herleitet, daß durch die Eindeichung die Meeresanschlickung unterbunden wurde. Im Nordschleusengebiet kommen nun folgende Ablagerungen von Watt und Marsch vor: der Wattschlick, der Brackwasserschlick und Darg.

b) Der Wattschlick. Einen Hauptbestandteil der Alluvialprofile bildet der Wattschlick. Er besteht im allgemeinen aus Schlicksand mit Tonbeimischung. Bei höherem Tongehalt geht er in Schlicklehm über. In den Bohrregistern ist er meist mit „magerer Klei" bezeichnet. Er ist meist deutlich geschichtet. Die durch Feinsandlagen verursachte Schichtung kann so ausgeprägt sein, daß eine blätterige Struktur die Folge ist. Die bei den Arbeitern gebräuchliche Bezeichnung „Blätterteig" ist dann sehr treffend. Nach der Muschelführung könnte er auch Muschelschlick genannt werden. In ihm sind Reste und Spuren der gesamten Wattfauna zu finden. An Muscheln — ungefähr nach der Häufigkeit geordnet — enthält er: *Scrobicularia piperata* (die Pfeffermuschel), *Cardium edule* (die Herzmuschel), *Tellina baltica* und *Mytilus edulis* (die Miesmuschel). Als ziemlich häufige Wattschnecke ist *Hydrobia ventrosa* zu nennen. Außerdem sind nicht selten U-förmige Wurmröhren. Die kleineren werden von dem Schlickkrebs *Corophium*, die größeren von dem Sandwurm *Arenicola arenaria* stammen. Pflanzenreste sind in ihn nur durch Einschwemmung geraten. Er enthält sie nur in Grusform oder als Holz- oder Schilfstücke. Seine Entstehung als Wattschicht, also in flachem Meerwasser, steht außer Zweifel. Die Schichtung wird auf die Gezeitenströmung oder auch auf Sturmfluten zurückgehen. Besonders charakteristisch sind für ihn Scrobiculariabänke, Schichten, in denen die Pfeffermuscheln doppelklappig noch in situ, d. h. in der im Leben eingenommenen senkrechten Lage, stecken. Diese Muschelschichten konnte ich in den Baugruben in den verschiedensten Höhenlagen (Brhv. P.) feststellen: + 0,6 bis + 0,4 (Binnenhaupt); — 1,5 bis — 1,8 (Drehbrücke); — 2,6 (Binnenhaupt); — 4 (Drehbrücke); — 5 (Binnenhaupt); — 7,5 (Außenhaupt); — 8,5 bis — 9 (Außenhaupt) und — 10 bis — 10,5 (Drehbrücke). Innerhalb eines 11 m mächtigen Schlickpaketes gibt es also 8 Scrobicularia-Horizonte als sicheres Zeichen des allmählichen Aufwachsens des Watts. Als Modifikation des Wattschlicks ist der kieshaltige Schlick

anzusehen, der an einzelnen Stellen dicht über dem diluvialen Sande auftritt. Er ist unter Mitwirkung der Brandung entstanden, auf die auch das Fehlen des Basistorfs unter dem Brandungsschlick zurückzuführen ist. Als Baugrundstoff ist der Wattschlick, sofern er niedrigeren Tongehalt hat, nicht ungünstig, zumal er arm an moorigen Bestandteilen oder Mooreinschaltungen ist.

c) Der Brackwasserschlick. Weitaus die größte waagerechte und lotrechte Verbreitung hat im Baustellenbezirk der Nordschleuse der Brackwasserschlick. Sein anorganischer Hauptbestandteil ist Ton. Bei reicherer Feinsandbeimengung kann der Schlickton in Schlicklehm übergehen. In den Bohrregistern ist er meist als „fetter Klei" geführt. Schichtung ist im allgemeinen so undeutlich, daß er mehr massige Struktur aufweist. Der Eindruck des Massigen wird noch dadurch verstärkt, daß er häufig von Pflanzenwurzeln ganz durchsetzt ist. Dadurch unterscheidet er sich sehr stark von dem Wattschlick. Während dieser nur tierische Reste in ursprünglicher, im Leben eingenommener Stellung und Pflanzenreste nur in eingeschwemmter Form — abgesehen von von oben eingedrungenen Schilfwurzeln — führt, ist es bei dem Brackwasserschlick umgekehrt. Die Wattmuscheln und -schnecken finden sich nur in umgelagertem Zustande, hingegen treten die pflanzlichen Reste als bodenständige Komponenten auf. Hierzu gehört fast ausschließlich *Pragmites communis* (das Schilfrohr oder der Reith). Das Schilfrohr ist im Brackwasser sehr gut entwicklungsfähig und besitzt überdies die Fähigkeit, bei Überschlickungen sich etagenweise emporzuarbeiten. Dadurch kann das eigenartige Bild entstehen, daß ein Schlickprofil fast in seiner ganzen Mächtigkeit von den an ihren Wurzelknoten leicht kenntlichen Schilfwurzeln und -stengeln durchsetzt ist. Auch in diesem Falle sind Senkung und Sedimentation Hand in Hand gegangen, wobei bei der Sedimentation die Pflanzenwelt kräftig mitwirkte. Wegen dieser, auch in anderen Gegenden vielfach beobachteten Erscheinung habe ich diese Schlickart „Schilfschlick"[4]) genannt. Seine durch hohen Humus- und Tongehalt ungünstigen Eigenschaften können durch seine die Tragfähigkeit erhöhende massige Struktur und Durchwurzelung bis zu einem gewissen Grade ausgeglichen werden.

d) Der Darg. Als äußerst humusreicher Schilfschlick kann der Darg angesehen werden. In ihm sind die anorganischen Bestandteile so zurückgetreten, daß die organischen Reste überwiegen. Er besteht fast gänzlich aus Schilfresten. Die Klärung seiner Entstehung wie auch der Entstehung des Schilfschlicks ist den wertvollen Diatomeenuntersuchungen von Brockmann[5]) u. [6]) zu danken. Nach ihnen ergab sich folgendes: „Die Bildung des Darglagers ging in einem schwachsalzigen, lagunenartigen Gewässer vor sich, das nur geringe Verbindung mit dem Meere hatte und das von einem mächtigen Schilfdickicht bestanden war". Brockmann hatte auch schon erkannt, daß der Darg nur bei Senkung entstanden sein kann, da er bis 3 m mächtige Lager bildet und meist von Schlickeinlagerungen durchzogen ist. Er tritt meist in Schilfschlickschichten, mit denen er durch die mannigfachsten Übergänge (schlickhaltiger Darg, darghaltiger Schlick) verbunden ist, in verschiedenen Horizonten auf und wird im allgemeinen nicht über 3 m mächtig. In durchgehender Verbreitung findet sich der obere, etwa zwischen + 1,5 und — 3 Brhv. P. liegende Darghorizont zwischen Wendebecken, Außenhaupt und dem Kaiserdock. Er ist das unbeliebteste Bodenmaterial im Baugelände gewesen, da er stark wasserhaltig, die beweglichste und am wenigsten tragfähige Schicht ist. Besonders unangenehm machte er sich dadurch bemerkbar, daß er an Böschungen infolge seiner Wasserführung zu Quellaustritten oder Durchnässung Anlaß gab und Gleitschichten bildend zu Rutschungen größeren Umfanges führte[7]). Seinetwegen mußte auch die Innenböschung des Wendebeckens mit einer Spundwandschürze versehen werden.

e) Die Wechsellagerung der Schlickarten. Die geschilderten Schlickarten bauen mit dem Basistorf das Alluvium auf. Die Profile ändern sich nun in charakteristischer Weise, wobei alle Übergänge von Schlicksand über Schlicklehm zu Schlickton vorkommen, in der Richtung von Westen nach Osten; während im Westen der marine Wattschlick am Aufbau der Alluvialprofile stark beteiligt ist, überwiegen schon im Kaiserdockgebiet die Brackwasserabsätze (Schilfschlick und Darg) so, daß sie das Alluvium fast in seiner ganzen Mächtigkeit einnehmen können. Die Zunahme des Humus- und Tongehalts in östlicher Richtung ist auf die zum Meere geschütztere Lage und stärkere Süßwassereinwirkung zurückzuführen. Als letzte Bildung liegt über dem oberen Darghorizont 1 bis 2 m mächtiger Wattschlick, dessen Verbreitung sogar bis zum Kaiserdock geht[5]). Er ist ein Zeichen für stärkeres Eindringen der Flut, das auf größere Veränderungen im Mündungsbereich der Weser (Inselzerstörung, Laufverlegung), vielleicht im Zusammenhange mit der Küstensenkung, hinweist.

IV. Ergebnisse.

Der Bau der Nordschleuse hat uns einen wertvollen Einblick in den Aufbau und die geologische Geschichte des Gebietes gewährt. Durch den Lauenburger Ton ist keine Bohrung gegangen. Das dichte Netz der Baugrundbohrungen hat aber in einzigartiger Weise die merkwürdig unruhig gestalteten Oberflächen des Lauenburger Tons und des darüberliegenden diluvialen Sandes (bzw. Kieses) aufgeschlossen. Das Oberflächenrelief dieser Schichten, in dieser Ausbildung bisher unbekannt, ist auf die Strudelwirkung der Schmelzwässer zurückgeführt. Somit wären die ersten versunkenen Sölle bekanntgeworden. Noch günstiger — infolge der bis 23 m tiefen Baugruben — waren die Aufschlüsse im Alluvium. So war es möglich, seine bis fast — 20 NN gesunkene Auflagerungsfläche, also die Grenze Diluvium-Alluvium, in Augenschein zu nehmen. Dabei konnten Windkanter und Steinsohlen sowie ein Wurzelboden festgestellt werden. Auch die Natur des Basistorfes konnte weitgehend geklärt werden. Die Schlickfolge wurde in ihre verschiedenen Bodenarten: Wattschlick, Brackwasserschlick und Darg gegliedert und Gesetzmäßigkeiten (u. a. Abnahme des Humus- und Tongehalts nach Osten) in der Lagerung der Schlickarten erkannt.

Zusammenfassend kann auf folgende geologische Geschichte des Nordschleusengebiets geschlossen werden: Der Lauenburger Ton ist das Erzeugnis eines Staubeckens, in dem glaziale Schmelzwässer von einem weit im Norden oder Nordosten liegenden Eisrande feinkörniges suspendiertes Material brachten. Die Schmelzwasserkiese können wegen ihrer Grobkörnigkeit und der Anzeichen von Strudelwirkungen nur bei nahem Eisrande entstanden sein. Die Strudelwirkung war besonders stark, da die Sande zwischen der Endmoräne der „Hohen Lieth" und dem Rinnensystem von Weser und Geeste zur Ablagerung kamen. Das Alluvium beginnt mit einer vegetationslosen Trockenzeit mit starker Windwirkung (Windkanter, Steinsohle). Dann setzte infolge der alluvialen Senkung eine mit Vermoorung verknüpfte Versumpfung und darauf die Überflutung ein. In dem Maße, wie der Boden unter den Meeresspiegel sank, fand das korallenriffartige Aufwachsen der Watt- und Marschschichten statt (durchwurzelter Boden, Darghorizonte in allen Tiefenlagen und 8 Scrobiculariabänke übereinander). In dem Bildungsraum der Alluvialprofile war also zuerst Süßwasser, dann wechselten Brack- und reines Meerwasser. Die Baugrundverhältnisse der Nordschleuse müssen als ungewöhnlich ungünstig bezeichnet werden. Sie sind durch folgende Punkte gekennzeichnet: 1. Hohe Lage und unterschiedliche Ausbildung des Lauenburger Tons, 2. außergewöhnlich geringe Mächtigkeit und unregelmäßige Lagerung des Schmelzwassersandes und 3. größte Mächtigkeit und tonig-moorige Beschaffenheit des Alluviums. Nur der Anwendung moderner bautechnischer Errungenschaften nach vorhergehender sorgfältiger Bodenuntersuchung ist die sichere Meisterung dieser Schwierigkeiten beim Bau der Nordschleuse zu danken.

[4]) W. Scharf: Der glazialmorphologische Charakter der Grundmoränenlandschaft östlich der Außenweser längs der Geeste. Sitzungsberichte der Pr. Geolog. Landesanst. Berlin 1928. — Ders.: Die geologischen Grundlagen des Küstenschutzes an der deutschen Nordseeküste. Schriften d. V. f. Naturkunde an der Unterweser, N. F. Heft 4. Wesermünde 1929. — Ders.: Die Faziesgebiete von Watt und Marsch der Nordsee. In: K. von Bülow, Alluvium. Berlin 1930.

[5]) Chr. Brockmann: Geologische Aufschlüsse im neuen Hafenbaugelände zu Bremerhaven. „Aus der Heimat — für die Heimat", N. F. Heft 2. Geestemünde 1911.

[6]) Chr. Brockmann: Brackwasserstudien. Schriften d. V. f. Naturkunde an der Unterweser. Geestemünde 1914.

[7]) A. Agatz: Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Bautechn. 1930, Heft 25.

Die neuen italienischen Bestimmungen für die Prüfung hydraulischer Bindemittel und für die Ausführung von Bauten in Beton und Eisenbeton.

Von Ingenieur G. Escher, Mailand.

Die letzten Bestimmungen von 1928 waren mit Königl. Erlaß vom 7. Juni 1928 herausgekommen, und sie waren durch ein Rundschreiben des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 1. Oktober 1928 sowie durch einen Erlaß vom 4. April 1929 über die Sonderzemente ergänzt worden.

Die neuen Bestimmungen, die mit Erlaß vom 30. Juni 1930 herausgekommen sind, bedeuten im allgemeinen eine Zusammenfassung der vorstehend erwähnten früheren Bestimmungen. Der erste Teil, der über die Bindemittel, ihre Prüfung und Abnahme spricht, ist nur insofern umgearbeitet, als nunmehr auch die Sonderzemente, wie Hochofenzement, Puzzolanzement, hochwertiger Zement und Schmelzzement (Tonerdezement), berücksichtigt werden. Im zweiten Teil, den eigentlichen Eisenbetonvorschriften, sind folgende Änderungen zu erwähnen:

Früher war, allerdings nur in Ausnahmefällen, Schweißeisen zugelassen, die neuen Bestimmungen sprechen nur noch von Flußeisen.

Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Biegung ist unverändert geblieben, 65 kg/cm² bei hochwertigem Zement, dagegen werden die zulässigen Schubspannungen näher bestimmt. Früher hieß es nur, daß man den Beton auf Schub nur mit 2 kg/cm² beanspruchen dürfe, jetzt heißt es aber (Abschnitt 17), daß man nur dann auf eine Widerstandsfähigkeit des Betons auf Schub rechnen könne, wenn die Schubspannung nicht mehr als 2 kg/cm² beträgt, und daß die Schubspannung 14 kg/cm² auf keinen Fall überschreiten dürfe. Ferner heißt es in Abschnitt 27 am Schluß, daß, wenn die Schubspannung 2 kg/cm² überschreitet, der Rest der Spannung vom Eisen aufgenommen werden soll. Bei der Berechnung der Säulen ist eine Erleichterung eingetreten. Früher hieß es, daß das Eisen 1 % des Betonquerschnitts betragen soll, wenn dieser nicht größer als 1600 cm² ist, und 0,7 %, wenn er nicht kleiner als 6400 cm² ist, wobei Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden können. Diese Bestimmung ist geblieben, aber es ist hinzugefügt worden: „Diese Bestimmung wird nicht angewandt auf Betonquerschnitte, die aus irgendwelchen Gründen größer als statisch erforderlich sind". Früher mußte man also auf den ganzen Querschnitt der Säule den entsprechenden Prozentsatz Eisen einlegen, also mindestens 70 %, was bei großen Pfeilern entschieden zu Übertreibungen führte; jetzt braucht nur der kleinste statisch unbedingt notwendige Querschnitt berücksichtigt zu werden bei Bestimmung des Eisens; im übrigen darf aber der Querschnitt größer sein, ohne daß man entsprechend mehr Eisen hinzufügen muß. Bezüglich der Entfernung der Bügel hieß es früher, daß sie dem zehnfachen Durchmesser der Eisen entsprechen müsse, jetzt hingegen wird als kleinster Abstand die kleinste Seitenlänge des Pfeilers verlangt.

Eine Erleichterung ist ferner bei den spiralbewehrten Säulen eingetreten. Früher durfte zur Bildung des ideellen Querschnitts nur die 20fache Spirale, d. h. das 20fache des ihrem Gewicht entsprechenden Längseisen, eingesetzt werden, jetzt hingegen das 30fache.

Hinsichtlich der Berücksichtigung des Schwindens hieß es früher, daß es gleich einer Verkürzung von 0,15 mm auf 1 m anzunehmen sei, jetzt nur noch zu 0,12 mm auf 1 m.

Als Elastizitätsmodul ist jetzt 200 000 kg/cm² anzusetzen, früher 150 000 kg/cm². Es heißt ausdrücklich: für die bei der Abnahme erforderlichen Maßnahmen, also zur Berechnung von Durchbiegungen. Wie bei sonstigen Berechnungen der Elastizitätsmodul einzusetzen ist, wird nicht erwähnt.

Eine Neuerung ist noch zu erwähnen: Früher war die Spiralbewehrung bei Trägern nur in Ausnahmefällen zugelassen, und zwar bei vorher betonierten Trägern, jetzt soll sie bei Trägern überhaupt nicht mehr verwendet werden.

Eine Erleichterung bezüglich Einreichung der Entwürfe zur Genehmigung ist noch anzuführen: Früher mußte der Auftraggeber den Entwurf in doppelter Ausfertigung mit seiner Unterschrift und der des Verfassers beim Präfekten einreichen, jetzt ist nur noch, und zwar nur noch bei wichtigen Bauten, die Einreichung eines generellen Entwurfs erforderlich.

Vermischtes.

Die Gründung der Owyhee-Staumauer.[1]) Das Ackerbauministerium der USA. führt derzeit in einer Schlucht des Owyheeflusses im Staate Oregon eine Betonstaumauer aus, die der Bewässerung von 49 000 ha Land im östlichen Oregon und westlichen Idaho dienen soll. Der Entwurf der jetzt im Bau befindlichen Sperre ist in der Bautechn. 1929, Heft 23, S. 352 beschrieben.

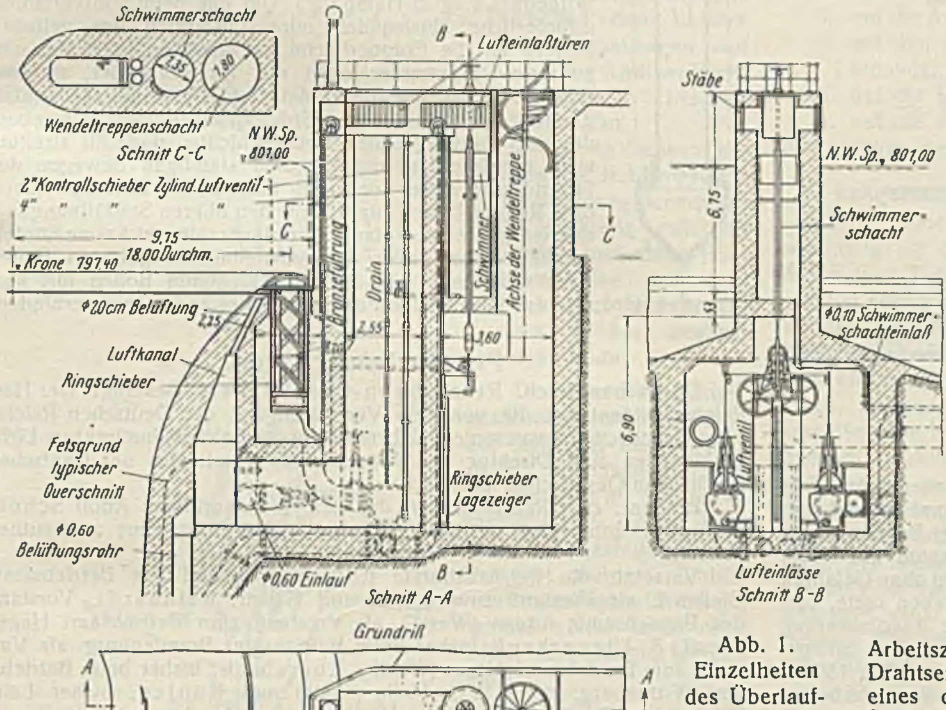


Abb. 1. Einzelheiten des Überlauf-Ringschiebers.

In Flußwasserspiegelhöhe sind drei Auslässe von 1,2 m × 1,5 m Querschnittfläche vorgesehen, deren jeder durch ein ebenso großes Gußeisentor kontrolliert wird. Die vor den Schützen liegende Grobrechenkonstruktion besteht aus halbzylindrischen Rechen mit 10,8 m ⌀ und 7,2 m Höhe. Die in 15 cm Abstand angeordneten Rechenstäbe haben einen Querschnitt von 15 cm × 2,2 cm.

Für den Überlauf mit kreisrundem Querschnitt ist die in Abb. 1 dargestellte Konstruktion geplant. Der Ringschieber sowie ein Teil der Kontrollvorrichtung wurden 1928 zum Patent angemeldet.

Für die Versorgung der Baustelle mit Baustoffen, Ausrüstungsgegenständen aller Art usw. mußte eine 23,4 km lange, vom Unternehmer betriebene Eisenbahn gebaut werden. Sand, Kies und Geröll können in der Nähe der Baustelle in ausgezeichneter Beschaffenheit gewonnen werden. Für die Staumauer, die laut Vertrag am 3. März 1933 fertig sein soll, sind 372 400 m³ Beton vorgesehen. Der am rechten Ufer angeordnete, etwa 310 m lange Entnahmestollen hat kreisrunden Querschnitt mit 7 m ⌀ und innerer Betonauskleidung. Bei einer Druckhöhe von 22,5 m läßt der Stollen eine Wassermenge von 510 m³/sek durch. In der in Abb. 2 dargestellten Baustelle hat der Canyon in Wasserspiegelhöhe eine Breite von nur 93 m. Eine Kabelbahn von 392 m Spannweite und einem Kabelquerschnitt von 7,5 cm ⌀ gestattet Lasten von 25 t zu befördern. Die Kabelbahn mußte in erster Linie wegen der Betonierung der Staumauer erstellt werden, um das zylindrische, 6,5 m³ fassende Betonfördergefäß mit konischem Auslaß bequem an die Einbaustelle befördern zu können. Von der Mischanlage nach der Kabelbahn wird der frische Beton im Standardkippwagen von 3 m³ Fassungsvermögen entsprechend den Mischungsvolumen befördert. Der Arbeitsplan sieht innerhalb eines achtstündigen Arbeitstages eine Betonleistung von 760 m³ vor. Der etwa 19,5 m hohe Hauptarbeitsturm hat ein Gewicht von 400 t. Der Hauptaufzug wird durch einen 400-PS-Motor angetrieben. Der Turm wird durch einen 75-PS-Motor auf Schienen mit einer Geschwindigkeit von höchstens 60 m/min fortbewegt.

Anläßlich der Sperrmauergründung hat sich gezeigt, daß der Verwerfungsspalt im Flußbett bis in eine Tiefe von 57 m unter Flußsohle hinabreicht. Ursprünglich bestand die Absicht, den Spalt ohne weitere Vorkehrungen mit Beton zu füllen. Die Ausschachtung der Mauergründung ergab jedoch die Notwendigkeit, den Spalt auf seine ganze Länge von 75 m vollständig auszuräumen. Insgesamt sind mit Hilfe bergmännischer Verfahren 28 880 m³ Material aus dem Spalt entfernt und durch Beton ersetzt worden. Für diesen Zweck konnte die Leistungsfähigkeit der Betonierungsanlage mit 760 m³ bei achtstündiger Arbeitszeit voll ausgenutzt werden. Das Fehlen von Gießtürmen, Drahtseilen, Schüttrinnen u. dgl. in dieser engen Schlucht ist eines der auffallendsten Besonderheiten dieses Planes. Als Sicherheitsmaßnahme sind gleich zu Beginn der Bauausführung an den beiderseitigen Felshängen etwa 14 400 m³ loser und verwitterter Fels entfernt worden, um etwaige Abstürze nach der Baustelle und den Bahngleisen zu verhindern. Sowohl dieses Material, als auch weitere 70 680 m³ Abraum vom Flußbett sind mit Löffelbaggern entfernt und zum Bau der flußauf- und flußabwärts gelegenen Fangedämme verwendet worden. Ein Teil dieses Abraum-

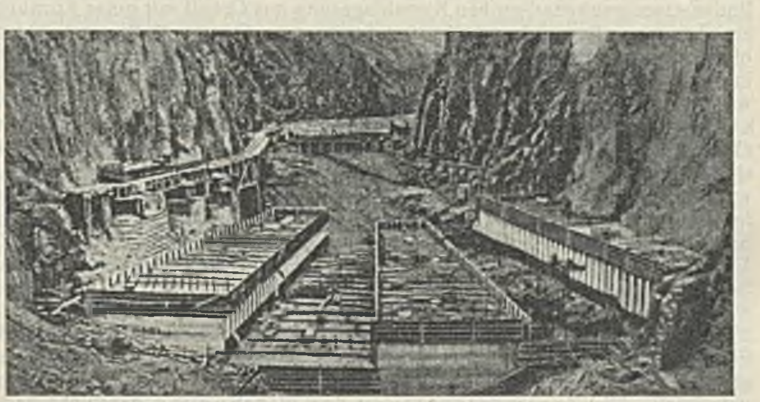


Abb. 2. Baustelle. Beginn des Betonierens.

[1]) Vgl. Eng. News-Rec., Bd. 100, Nr. 17; Bd. 103, Nr. 7; Bd. 105, Nr. 2; Bd, 106, Nr. 5, S. 178 bis 182.

materials wurde für das Einebnen des 0,8 km unterhalb der Baustelle gelegenen Lager- und Unterkunftplatzes benutzt. Zur Herstellung der Staumauergründung mußten insgesamt 66 120 m³ Fels beseitigt werden. Aus dem erwähnten Spalt konnte das lose Alluvium bis in eine Tiefe von 15 m mit dem Bagger entfernt werden. Unterhalb dieser Tiefe wurde das zertrümmerte Gestein von Hand geschachtet und in die Fördergefäße geladen, um mit der Kabelbahn hochgezogen und abbefördert zu werden. Nach Aufstellung der Hauptbetonierungsanlage im Mai 1930 konnte der offene und ausgeräumte 75 m lange und 17 m tiefe Spalt zunächst auf diese Tiefe mit Beton ausgefüllt werden. Beim Ausbetonieren sind fünf Schächte mit 3,6 × 3,6 m Seitenlänge ausgespart worden, um durch diese die weitere Ausräumung des Spaltes in größere Tiefen zu ermöglichen. Mit fortschreitender Abteufung dieser Schächte wurde deren Verbindung untereinander unterhalten. Der ganze offene Raum unter dem bereits eingebrachten Beton wurde mit starken Hölzern ausgezimmert. Der unterirdische Aushub wurde etwa 25,9 m tief durch zerklüfteten Rhyolit, 6,6 m durch das Agglomerat und 3,1 m in den praktisch unberührten festen Tuff (Kote 643,5), d. s. bis etwa 63,9 m unter dem Flußwasserspiegel fortgesetzt. Nach vollendetem Abteufen der Schächte wurde der Spalt auf

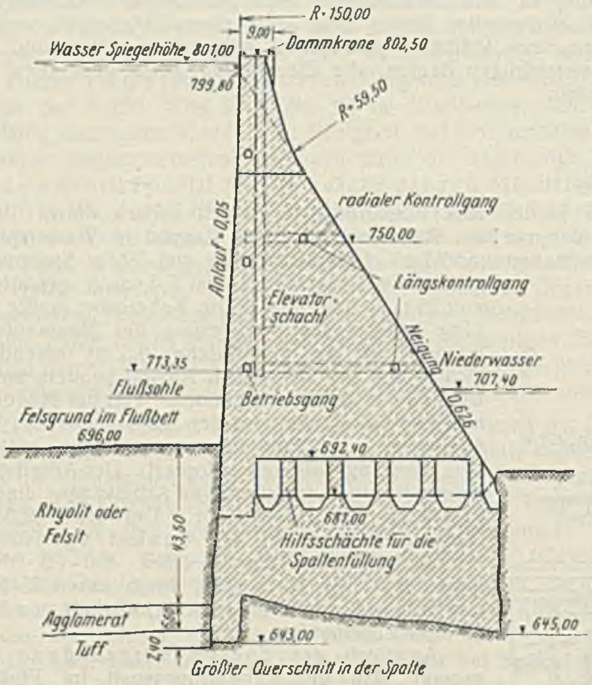


Abb. 3. Größter Querschnitt der Sperrmauer in der Verwerfungsspalte.

dem Boden nach beiden Seiten hin bis in den soliden unzerstörten Fels erweitert. Die Breite dieser Ausschachtung schwankte zwischen 4,5 m und 9 m. Nach Fertigstellung dieser Ausweitung längs des Bodens wurde die Auszimmerung abschnittweise entfernt und der Hohlraum mit Beton gefüllt. Diese Arbeit ging verhältnismäßig langsam und nicht ohne Gefahren vor sich, weil das zertrümmerte Spaltmaterial das Bestreben hatte, entlang den Seiten der Baugruben abzugleiten, sobald die Auszimmerung für das Einbringen des Betons herausgenommen werden mußte. Infolgedessen mußte der Beton in 117 Schüttungen mit durchschnittlich 154 m³ eingebracht werden. Diese Ausschachtungs- und Betonierungsarbeiten sind in der Zeit vom Juni bis September 1930 ausgeführt worden.

Umfangreiche Nachforschungen nach einem geeigneten Zuschlagstoff für die insgesamt erforderlichen 410 400 m³ Beton führten zu dem Auffinden einer genügend großen Kiesablagerung aus Granit mit guter Körnung am Zusammenflusse des Boise und Snake zum Owyheefluß, etwa 40 km oberhalb der Baustelle. Die Gewinnung und Verladung des Kieses geschah mit einem 2,3-m³-Löffelbagger. Der Feinkies wurde unmittelbar in Standardwagen mit 26,6 m³ Ladeinhalt verladen und mit der Bahn nach der Wasch- und Sortieranlage befördert. An der Staumauer wird der Kies durch ein Grobsieb geworfen, um Stücke mit über 20 cm ∅ auszuscheiden. Solche sind aber so wenig im Flußgeschiebe vorhanden, daß der Steinquetscher während einer achtstündigen Arbeitsschicht selten länger als eine Stunde im Betrieb ist. An der Sortieranlage wird der Kies gewaschen und in Sand, bis zu $^1/_4$", sowie drei Größen Grobgemenge — $^1/_4$ bis $^7/_8$", $^7/_8$ bis $1^3/_4$", $1^3/_4$ bis 3" —, gemessen durch rundmaschige Siebe, ausgeschieden. Von den Sortiertrommeln fallen die einzelnen Korngrößen am Fuße des Uferhanges auf Halden, die zusammen Material für 3040 m³ Beton fassen können. Von diesen Halden wird dann das gereinigte und sortierte Aggregat durch Förderbänder nach den oberhalb der nahegelegenen Mischanlage angeordneten Silos befördert, die Zuschlagstoffe für 76 m³ Beton aufzunehmen vermögen. Die Zusammensetzung der Mischungen geschieht nach dem Gewicht. Die Zuschlagstoffe werden gemeinsam, der Zement dagegen besonders gewogen. Entsprechend den Vorschriften für die Betonherstellung wird das Mischwasser durch eine Meßvorrichtung unter unmittelbarer Kontrolle des Betriebsleiters unmittelbar in den Mischer gemessen. Das Mischgut fällt von den Wiegevorrichtungen in die beiden 3-m³-Mischer. Die Mischzeit beträgt $1^1/_2$ min. Jeder Mischer ist mit einem 100-PS-Motor ausgerüstet und hat einen Neigungswinkel von 57°, der eine vollständige Entleerung der Mischtrommel innerhalb 10 sek gestattet. Der endgültige Querschnitt der Staumauer ist in der Abb. 3 dargestellt. Dr. Dr. Haller, Regierungsbaumeister a. D.

Feuersicherheit und Feuerschutz im neuzeitlichen Bauwesen. Unter der wissenschaftlichen Leitung des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen und des Bundes Deutscher Architekten wird am Dienstag, den 1. September 1931, 10 Uhr, in der Halle 19 der Baumesse in Leipzig eine Tagung stattfinden, in der sprechen werden: Dipl.-Ing. Seidel, Leipzig, über „Die Sicherung von Holz gegen Feuersgefahr"; Dipl.-Ing. Klöppel, Berlin, über „Das Verhalten der Stahlbauten im Feuer"; Ingenieur E. A. van Genderen Stort, Den Haag, über „Das Verhalten der Ummantelungsbaustoffe im Feuer" (nach den neuesten Ergebnissen holländischer Brandversuche); Branddirektor Effenberger, Hannover, über „Die Forderungen des Feuerwehringenieurs an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen". Im Zusammenhang mit der Vortragsreihe werden neuere Feuerlöschgeräte auf dem Freigelände der Baumesse gezeigt werden. Nähere Auskunft erteilt das Leipziger Meßamt, Leipzig C 1, Markt 4.

O. Kjellberg†. Am 5. Juli 1931 starb unerwartet Herr Direktor Oskar Kjellberg, ein Vorkämpfer der elektrischen Lichtbogen-Schweißung, deren Aufstieg und Werdegang mit seiner Lebensarbeit innig verknüpft war. Kurz vor seinem Tode durfte er noch den von ihm erwarteten großen Erfolg seiner Arbeit sehen; es war ihm gelungen, die Qualität der Schweißelektroden auf ein früher ungeahntes Maß zu steigern.

Patentschau.



Spülrohr mit Spülkopf zum Einspülen von Pfählen. (Kl. 84c, Nr. 512 785 vom 16. 9. 1926 von Dipl.-Ing. Friedrich Wilhelm Lang in Hamburg.) Um das beim Spülverfahren erforderliche Hochspülen oder Auswerfen des gelösten Bodens an die Erdoberfläche zu erreichen, wird das eingeführte Druckwasser nicht nur als Spülmittel, sondern gleichzeitig in erhöhtem Maße als Fördermittel benutzt. Zu diesem Zweck wird das Spülrohr mit Rippen 2 versehen, die die vorher gelösten Bodenschichten dauernd streifenartig zerschneiden und bei dem ständigen Bewegen des Spülrohrs in steter Lockerung halten. Die Rillen zwischen den Rippen bilden für die aus den oberen Spülöffnungen 1 des Spülkopfes austretenden Förderstrahlen wirksame Förderkanäle, wobei außer dem vom Spülkopf gelösten Boden auch der längs des Rohres anstehende Boden mit ausgeworfen wird, der auch das lästige Festrammen des Spülrohres verhindert.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Bestätigt: Der Herr Reichspräsident hat die von dem Verwaltungsrat der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgesprochene Ernennung des Reichsbahndirektors Löhr in München zum Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bestätigt.

Ernannt: zum Reichsbahnrat: der Reichsbahnamtmann Adolf Scholz in Berlin, unter gleichzeitiger Versetzung zum Wagenamt in Beuthen (Oberschl.).

Versetzt: die Reichsbahnräte Enßlin, Vorstand des Betriebsamts Gießen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Hanau, Reinhardt, Vorstand des Betriebsamts Altena (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Hagen (Westf.) 3, Theuerkauf, bisher beim Betriebsamt Brandenburg, als Vorstand zum Betriebsamt Altena (Westf.), Ebersbach, bisher beim Betriebsamt Wittenberg, zur R. B. D. Halle (Saale) und Künlen, bisher beim Betriebsamt Friedrichshafen, als Vorstand zum Neubauamt Ulm 2, die Reichsbahnbaumeister Schwarz, bisher beim Werkstättenamt Stuttgart Nord, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Eßlingen und Burger, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum Neubauamt Ulm 2 sowie der Reichsbahnamtmann Doering, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zur R. B. D. Halle (Saale).

Übertragen: dem Reichsbahnrat Dr. jur. Kurze, bisher bei der R. B. D. Dresden, die Stellung als Vorstand des Verkehrsamts Dresden 2.

In den Ruhestand getreten: der Ministerialdirektor a. D. Jahn, Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Berlin, der Reichsbahnrat Uhlemann bei der R. B. D. Altona und die Reichsbahnamtmänner Friedrichsen in Altona, Gottschall in Halle (Saale), Hillemann in Bremen, Nelte in Magdeburg, Daniel Weber in Ludwigshafen (Rhein) und Polze in Dresden.

Gestorben: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Haller, Vorstand des Betriebsamts Essen 1, der Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung Borstorff in Leipzig-Wahren und die Reichsbahnamtmänner Philipp und Birnschein in Dresden.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.